

VŠB-Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra Konstrukcí

**Rekonstrukce regálové haly na výrobní halu s mostovým
jeřábem**

**Reconstruction of Storage Hall to the Hall with Overhead
Crane**

Student:
Vedoucí diplomové práce:

Bc.Radim Seidler
Ing. Vít Křivý, Ph.D.

Ostrava 2011

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě.....

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat všem, kteří mi jakkoli pomohli při tvorbě této diplomové práce a to, zejména:

Panu Janu Lípovi, řediteli společnosti a předsedovi představenstva firmy Ferrcomp a.s. za poskytnutí projektové dokumentace, informací a požadavků směřodatných pro vypracování mé diplomové práce.

Panu Ing. Romanu Fojtíkovi a panu Ing. Miroslavu Rosmanitovi Ph.D., za odbornou pomoc při řešení problémů spojených s modelováním ve výpočetním softwaru.

Zvláštní poděkování pak patří vedoucímu mé diplomové práce, panu Ing. Vítu Křivému, Ph.D. za podporu, odbornou pomoc a vedení, při tvorbě této diplomové práce.

Rovněž bych touto cestou chtěl poděkovat svým rodičům, kteří mne všemožně podporovali a umožnili mi studium na vysoké škole.

Anotace diplomové práce

Předmětem diplomové práce je zpracovat návrh přestavby haly s regálovými zakladači na výrobní halu s mostovým jeřábem. Objekt se nachází ve výrobním areálu firmy Ferrcomp ve Frýdlantu nad Ostravicí. Je řešeno, jak navržení optimálního provedení změn ocelové konstrukce dle požadavků investora (Ferrcomp a.s.), tak statické posouzení hlavních nosných prvků a spojů, ale i vyhotovení výkresové dokumentace. Součástí je rovněž návrh a posudek mostového jeřábu o nosnosti 8t, jenž by měl být v přestavované hale instalován. Diplomová práce je zpracována v rozsahu 316 stran a 177 stran příloh.

Abstract Thesis

The subject of the thesis is to draft the reconstruction of the hall with pallet stackers to a production hall with a overhead crane. The building is located in the manufacturing premises of the company Ferrcomp in Frýdlant nad Ostravicí. It is designed as the optimal design changes steel structures according to the investor (Ferrcomp a.s.) and static assessment of the main load-bearing elements and connections and drawings as well. Thesis also includes the design and assessment of overhead crane capacity 8 tons, which should be installed in the hall rebuilt. This thesis is elaborated in the range of pages 316 and 177 pages of attachments.

Obsah

Anotace diplomové práce.....	6
1 Úvod	9
1.1 Stručná historie halových objektů	9
1.2 Současné halové objekty	12
1.2.1 Rozdělení hal dle materiálu	13
1.3 Konstrukční systémy hal	14
2 Popis konstrukce a požadavky investora.....	16
2.1 Stávající stav objektu	16
2.2 Požadavky investora	19
2.3 Navrhované řešení	20
3 Výpočetní model konstrukce.....	23
3.1 Rozsah 3D modelu.....	23
3.2 Tvorba modelu a jednotlivé prutové prvky	24
3.3 Odchytky dokumentace od skutečného provedení OK	25
4 Zatížení konstrukce	30
4.1 Stálé zatížení.....	30
4.1.1 Zatížení skladbou střechy	30
4.1.2 Zatížení obvodovým pláštěm objektu	32
4.1.3 Zatížení technologiemi v prostoru hlavní lodi regálové haly	33
4.1.4 Zatížení střešním pláštěm a OK v prostoru mezi loďmi 7 a 8	34
4.1.5 Zatížení vlastní tíhou Ocelové konstrukce	36
4.2 Nahodilé zatížení	37
4.2.1 Zatížení sněhem.....	37
4.2.2 Zatížení sněhem v prostoru mezi loďmi 7 a 8.....	41
4.2.3 Zatížení větrem.....	42
4.2.4 Vítr působící na čelo haly a stěnu v prostoru mezi loďmi 7 a 8.....	53
4.2.5 Zatížení větrem na střechu v prostoru mezi loďmi 7 a 8.....	58
4.3 Zatížení haly mostovým jeřábem nosnosti 8t	58
4.3.1 Parametry mostového jeřábu.....	58
4.3.2 Zatížení od jeřábu	59
4.3.3 Umístění a účinky zatížení jeřábem na konstrukci haly	69
4.4 Zatížení hlavního nosníku jeřábové dráhy mostovým jeřábem.....	75
4.4.1 Výpočet vnitřních sil na spojitém nosníku J.D. L=12m.....	77
4.4.2 Výpočet sil na nosníku J.D. L=6,7m	82
4.5 Přehled všech zatížení působících na konstrukci	86
5 Návrh a posudek hlavních nosných prvků	87

5.1	Posudek vaznic a průvlaků	87
5.1.1	Posudek vaznic profilu U200 o délce 6,7m v prostoru regálových zakladačů..	87
5.1.2	Posudek vaznic profilu U200 o délce 8,59m v prostoru mezi poslední regálovou vazbou a osou sloupů v čele haly	90
5.1.3	Posudek vaznic profilu U240 o délce 8,59m v prostoru mezi poslední regálovou vazbou a osou sloupů	94
5.1.4	Posudek příhradových vaznic o délce 11,5m v prostoru mezi první regálovou vazbou a osou sloupů	97
5.1.5	Posouzení průvlaků v části regálové haly	104
5.2	Posudek první charakteristické vazby regálové haly o zatěžovací šířce 9,1m	109
5.2.1	Posudek nástavců sloupů regálové haly	110
5.2.2	Posudek horního pásu vazníku	114
5.2.3	Posudek dolního pásu vazníku	120
5.2.4	Posudek diagonál vazníku regálové haly	126
5.2.5	Posudek svislic vazníku regálové haly	127
5.2.6	Posudek pásů sloupů v oblasti rámového rohu	130
5.2.7	Posudek pásů sloupů v místě připojení jeřábové dráhy	136
5.2.8	Posouzení pásů sloupů v oblasti kotvení.....	140
5.2.9	Posudek diagonál sloupů regálové haly	142
5.2.10	Posudek svislic sloupů regálové haly	144
5.2.11	Posudek mezního vychýlení sloupů pro funkci jeřábové dráhy.....	148
5.2.12	Posudek konzol jeřábové dráhy ve vazbě regálové haly	151
5.3	Posudek netypické vazby v čele haly	154
5.3.1	Posudek horní části sloupů připojených na vazníky	155
5.3.2	Posudek horního pásu vazníku netypické vazby v čele haly	167
5.3.3	Posudek dolního pásu vazníku netypické vazby v čele haly.....	173
5.3.4	Posudek diagonál vazníku netypické vazby v čele haly.....	178
5.3.5	Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti rámového rohu	180
5.3.6	Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti připojení jeřábové dráhy	186
5.3.7	Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti kotvení.....	194
5.3.8	Posudek sloupových ztužidel netypické vazby v čele haly	202
5.3.9	Posudek příhradových ztužidel mezi sloupy netypické vazby v čele haly.....	204
5.3.10	Posudek příhradové výplně mezi dvojicemi sloupů netypické vazby v čele haly	207
5.3.11	Posudek deformací sloupů netypické vazby regálové haly pro účely jeřábové dráhy	211
5.3.12	Posudek konzol jeřábové dráhy netypické vazby v čele haly	214
5.4	Posudek podélných a příčných ztužidlových systémů lodi regálové haly.....	218

5.4.1	Posudek podélného střešního ztužidla.....	218
5.4.2	Posudek příčného střešního ztužidla	219
5.4.3	Posudek příhradových ztužidel mezi typickými vazbami regálové haly	223
5.4.4	Posudek svislého podélného zavětrování.....	227
5.5	Posudek sloupů jeřábové dráhy umožňující výjezd do předního traktu haly	230
5.5.1	Posudek mezního stavu únosnosti sloupů jeřábové dráhy	230
5.5.2	Posudek mezního stavu použitelnosti sloupů pro účely jeřábové dráhy	233
5.5.3	Posudek konzol jeřábové dráhy na krátkých sloupech jeřábové dráhy.....	234
5.6	Návrh hlavního nosníku jeřábové dráhy.....	235
5.6.1	Posudek hlavního nosníku-Globální namáhání.....	237
5.6.2	Lokální namáhání stojiny	241
5.6.3	Posouzení smykové únosnosti s uvážením vlivu smyku od kroucení.....	243
5.6.4	Boulení od ohybu pásnic	246
5.6.5	Interakce mezi smykovou silou, ohybovým momentem a osovou silou.....	246
5.6.6	Posouzení průhybu	248
5.6.7	Posouzení únavy	249
6	Návrh a posouzení hlavních nosných spojů	253
6.1	Spoje typických vazeb regálové haly	253
6.1.1	Spoj diagonál příhradového vazníku.....	253
6.1.2	Posudek přípoje sloupů a pásů vazníků.....	256
6.1.3	Posudek spoje konzol jeřábové dráhy a sloupů regálové haly	258
6.2	Spoje netypické vazby v čele haly.....	264
6.2.1	Posudek přípoju sloupů a horních pásů vazníků netypické vazby v čele haly .	264
6.2.2	Posudek přípoju sloupů a dolních pásů vazníků netypické vazby v čele haly .	267
6.2.3	Posudek přípoje diagonál vazníků netypické vazby v čele haly	269
6.2.4	Posudek přípoje sloupových příhradových ztužidel mezi sloupy netypické vazby v čele haly.....	273
6.2.5	Posudek přípoju sloupových ztužidel netypické vazby v čele haly	278
6.2.6	Posudek přípoje příhradové výplně mezi nově provedenými sloupy netypické vazby v čele haly	283
6.2.7	Posudek přípoje konzol jeřábové dráhy na sloupy netypické vazby v čele haly	285
6.2.8	Posudek přípoje konzoly a krátkých sloupů jeřábové dráhy v čele haly.....	289
7	Shrnutí a doplnění statického výpočtu	292
7.1	Charakteristické vazby regálové haly	292
7.2	Příhradový sloup jeřábové dráhy v zadním traktu haly	293
7.3	Chybějící části statického výpočtu a doplnění	294
8	Nové prostorové uspořádání konstrukce a změny v užívání.....	299

8.1	Přístup k revizní plošině zakladačů	299
9	Vizualizace konstrukce	303
10	Výkaz materiálu	305
11	Závěr.....	306
12	Seznam použité literatury	307
13	Seznam příloh.....	309
14	Seznam použitého značení	311

1 Úvod

Cílem diplomové je zpracovat návrh přestavby haly s regálovými zakladači na výrobní halu s mostovým jeřábem. Svoji práci jsem si z pestré nabídky témat diplomových prací vybral proto, neboť jsem se chtěl zabývat řešením konkrétních problémů na skutečné stavbě, jež by mě mohly potkat v praxi. Problematika rekonstrukcí a přestaveb halových objektů pro jejich další využívání, je velmi aktuálním tématem. Především v našem regionu je mnoho hal či dokonce celých průmyslových areálů, jež jsou nevyužívány a jsou ponechávány ladem až do jejich destrukce, zapříčiněné zanedbanou údržbou a povětrnostními vlivy, korozí a postupným rozkrádáním. Tyto objekty však v sobě skrývají potenciál, jenž může být využit pro různá průmyslová odvětví a získaly by tak další využití. V dohledné době bude dle mého názoru podobných projektů velice přibývat, a proto jsem si zvolil právě toto téma, které mi pomůže seznámit se blíže se specifiky spojené právě s realizací a statickým posouzením takovýchto objektů.

1.1 Stručná historie halových objektů

Účel a vnímání halových objektů se v průběhu století měnil. V dnešní době vnímáme halové objekty jako účelové stavby sloužící různým odvětvím strojírenství či průmyslu, ovšem mohou zde být rovněž zařazeny haly sloužící sportovním či společenským účelům, nebo haly, jež jsou využívány jako spediční a skladovací prostory. Přesná definice haly dle § 2, vyhl.č. 279/1998 Sb. následující.

Hala je stavba o jednom nebo více podlažích, ve kterých souhrn jednotlivých volných vnitřních prostorů vymezených svislými konstrukcemi, podlahou a spodním lícem stropních nebo nosných střešních konstrukcí, o velikosti každého prostoru minimálně 400 m^3 , činí více než dvě třetiny obestavěného prostoru stavby; za svislé konstrukce vymezující vnitřní volné prostory se nepovažují vnitřní samostatné podpěrné tyčové prvky (sloupy, pilíře) a svislé konstrukce nedosahující výšky 1,7 m; zastavěná plocha haly činí nejméně 150 m^2 . [25]

Vývoj halových objektů se však datuje již od prehistorických dob, kdy lidé začali používat přírodních stavebních materiálů.

První stavby nápadně připomínající haly jsou dolmeny, jedná se megalitické stavby z období neolitu až doby bronzové, které sloužily patrně pohřebním nebo rituálním účelům.



Dolmen Kilcloney, Irsko [27]

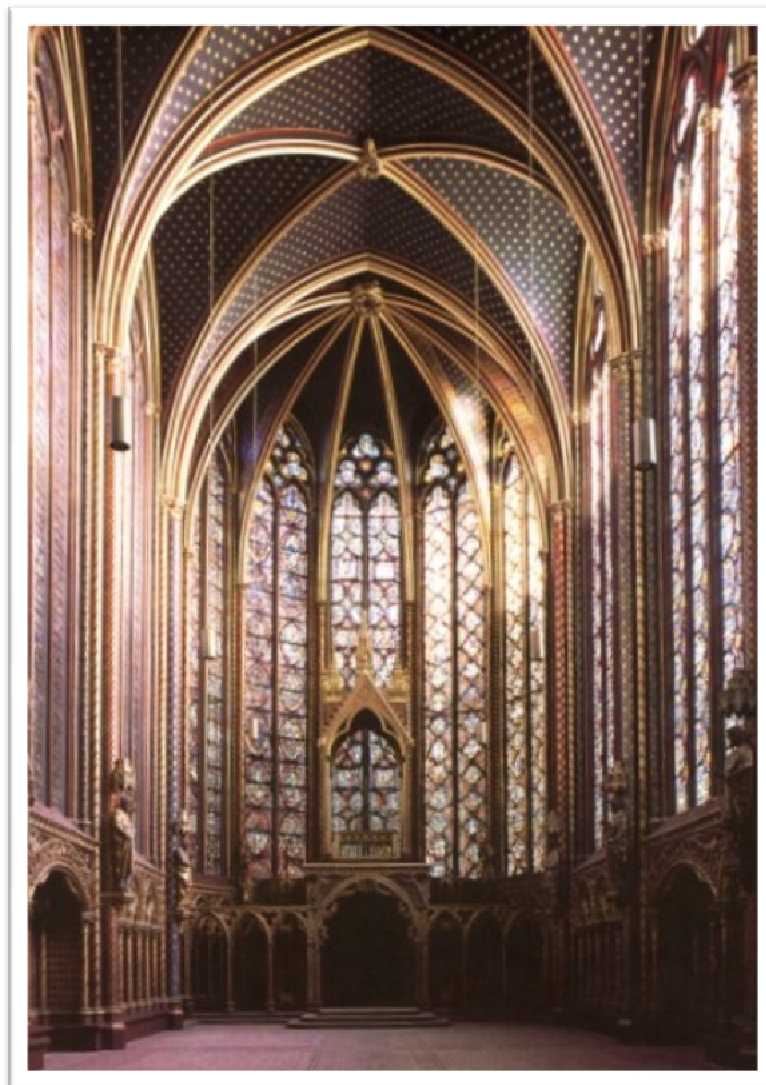
Dalšími typickými příklady jsou tzv. dlouhé domy, což byly objekty halového charakteru sloužící pro bydlení celých kmenů. Různé konstrukce, avšak na stejném principu využívaly odlišné kultury, od obyvatel střední Evropy až po kmeny indiánů v severní Americe.



Dlouhý dům v českém Brezně, 4.stol. př. n.l. [28]

Během starověku a středověku s čím dál důmyslnějším využíváním kladných vlastností stavebních materiálů, se zvětšují rozpory hlavních nosných prvků a zvětšuje se vnitřní užitná plocha. V období antiky, gotiky vzniká mnoho staveb sloužících především sakrálním účelům, které mají halový charakter. V tomto období vznikají architektonické

skvosty jako Athénský Parthenón, katedrála v Remeši, veledílo gotiky katedrála Saint Chapelle, či slavný Notre Dame v Paříži.



Katedrála Saint Chapelle v Paříži, postavená v letech 1243-1248 n.l.[29]

V období renesance a baroka se dále prohlubuje stavební umění, což dává možnost dalšímu zvětšování vnitřních prostor. Stavby neslouží již pouze sakrálním účelům, ale jsou stavěny například koncertní sály, či rodinné hrobky.

Největší rozvoj halových staveb je však zaznamenán v období průmyslové revoluce v 18. a 19. století. V tomto období došlo k zásadní změně v podstatě ve všech odvětvích průmyslu a zemědělství, těžby nerostných surovin i dopravy. Ve výrobním procesu došlo k přechodu od rukodělné výroby k tovární strojní výrobě v manufakturách. S rozšířením

používání litiny a později oceli jako konstrukčního materiálu se otevřela možnost smělejších vizí architektů a vznikají, i v porovnání se současnými stavbami, opravdu velmi smělá díla.



Wilsonovo nádraží v Praze v provozu od r. 1871[30]

1.2 Současné halové objekty

V současnosti jsou haly využívány pro rozličné účely, především však jako průmyslové a výrobní provozy, sportovní, společenské prostory, nebo haly, jež jsou využívány jako spediční a skladovací prostory ale i haly sloužící účely dopravní infrastruktury.

Nosná konstrukce haly přejímá jak účinky od vlastní hmotnosti obalových konstrukcí a hlavních nosných prvků (střešní plášť, opláštění budovy), ale rovněž nahodilá zatížení působící na střešní a obvodový plášť (sníh, vítr). Velmi významnou roli pak hraje zatížení technologiemi, především jeřáby, ale také stroji, jež vyvozují dynamické účinky. Tyto se následně přenáší na nosnou konstrukci a je nutné únavové posouzení některých prvků a detailů. Další nezanedbatelné zatížení technologiemi tvoří např. osvětlení, vzduchotechnika a trubní rozvody.



Příklad haly zatížené technologiemi [34]

1.2.1 Rozdělení hal dle materiálu

Kombinace **zdiva a dřeva** je typická pro haly z přelomu 20. století. Při použití rostlého dřeva bylo možné docílit rozpětí max. do 10-12 m. Ovšem je možné použít nosníků z lepeného lamelového dřeva (LLD), kde je možné docílit rozpětí až 15-18m, je však nutné dodat, že tato kombinace není příliš častá.

Haly z **dřevěných materiálů**. Užívá se především nosníků rámců a oblouků z LLD, rozpětí může dosahovat až 25-30 m. Při použití příhradových oblouků však lze dosáhnout rozpětí až 40-50 m. V České republice byl v roce 2002 realizován zimní stadión o rozpětí 40,4 m ve Vrchlabí v Podkrkonoší. Nosný systém tvoří příhradový oblouk z LLD proměnné výšky.

U **betonových** hal je využíváno především prvků z předpjatého betonu. Takto vyztužené prvky jsou realizovány do rozpětí 35 m.

Pro větší rozpětí jsou používány výhradně **ocelové** konstrukce. Kde je při volbě vhodného konstrukčního systému možné dosáhnout značných rozpětí. Například Sazka aréna v Praze, která je konstruovaná jako soustava radiálních nosníků s táhly, má rozpětí 135 m.



Výstavba Sazka arény v Praze [31]

Ocelové haly jsou realizovány především díky rychlosti výstavby. Náklady na celkovou stavbu jsou v podstatě srovnatelné s jinými materiály. Hlavní roli ovšem hraje vyšší trvanlivost ocelových konstrukcí (OK). Další výhodou OK je poměrně jednoduchá rekonstrukce při změně používání objektu. Nespornou výhodou je rovněž možnost použití materiálu i po skončení životnosti stavby.

Nevýhodou OK obecně je však nebezpečí vzniku koroze a relativně vysoká míra ovlivnění únosnosti prvků za požáru. Je tedy nutná dodatečná ochrana OK k zajištění dostatečné trvanlivosti a odolnosti při požáru. Je nutné podotknout, že ve většině halových objektů se vyskytují provozy takového charakteru, že nebezpečí koroze je minimální, postačí tedy základní ochrana před korozí. Ochrana před požárem je závislá na druhu provozu uvnitř hal, může být provedena nanesením vzpěňujících nátěrů, obetonováním konstrukce nebo předsazenou konstrukcí chránící hlavní nosné prvky a spoje.

1.3 Konstrukční systémy hal

Halové objekty umožňují tvorbu volných vnitřních prostor s malým počtem nebo zcela bez vnitřních podpor. Užívají se především tam, kde provoz nevyžaduje rozdělení do více výškových úrovní. [7]

Rozlišujeme:

1. Konstrukční systémy namáhané převážně ohybem

- A) Deskové soustavy -betonové bezvazníkové soustavy
-příhradové (strukturální deskové konstrukce)
- B) Vazníkové soustavy (betonové, ocelové, dřevěné)
- C) Rámové soustavy (betonové, ocelové, dřevěné)

2. Konstrukční systémy namáhané především tlakem

- A) Obloukové soustavy (betonové, ocelové, dřevěné)
- B) Plošné tlačené konstrukce (klenby, skořepiny)
- C) Prutové a lomenicové struktury

3. Konstrukční systémy namáhané především tahem

- A) Soustavy visuté (vazníky, konstrukce lanové a membránové)
- B) Soustavy pneumatické (nízkotlaké, vysokotlaké)
- C) Zavěšené soustavy

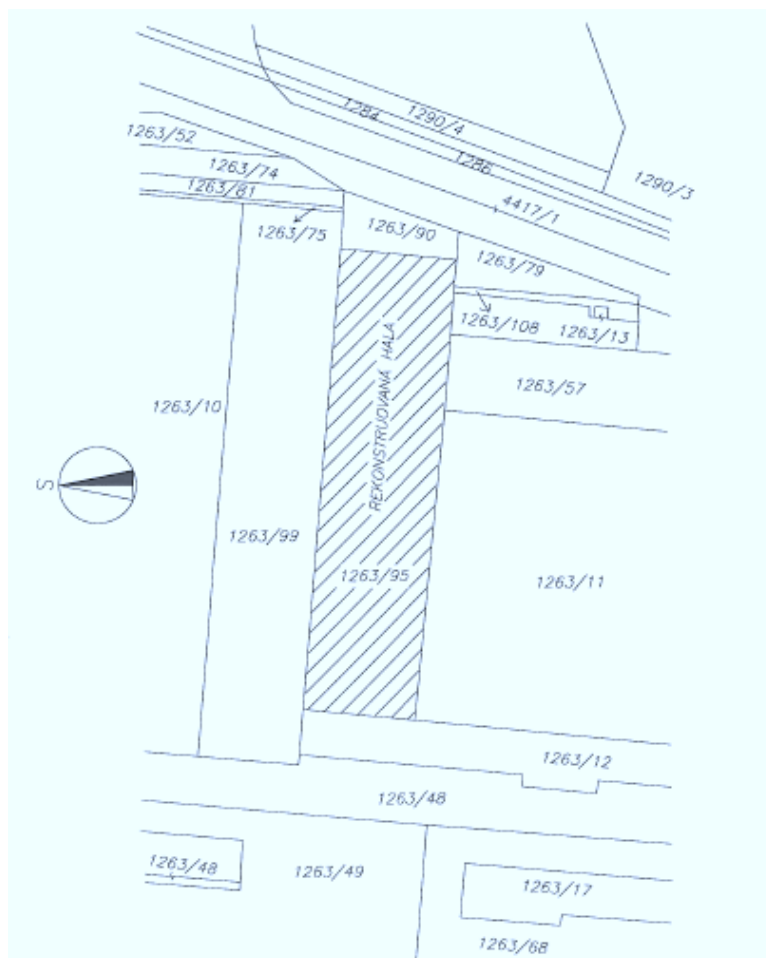
Halový objekt může zahrnovat i vnitřní vestavěná podlaží s různými nároky na užitnou výšku prostor (dvoupodlažní, velkoobjemové haly, kombinované monobloky). [7]

2 Popis konstrukce a požadavky investora

Studie proveditelnosti rekonstrukce regálové haly, která byla vypracována pro účely zhodnocení možností objektu, jasně vymezuje hlavní investorovy požadavky a nároky na budoucí objekt. Tato studie byla provedena v dubnu 2011 a jejím autorem je vedoucí mé diplomové práce Ing. Křivý, Ph.D. Tato diplomová práce má za úkol detailně zvážit možnosti a navrhnout optimální řešení pro rekonstrukci dle požadavků investora.

2.1 Stávající stav objektu

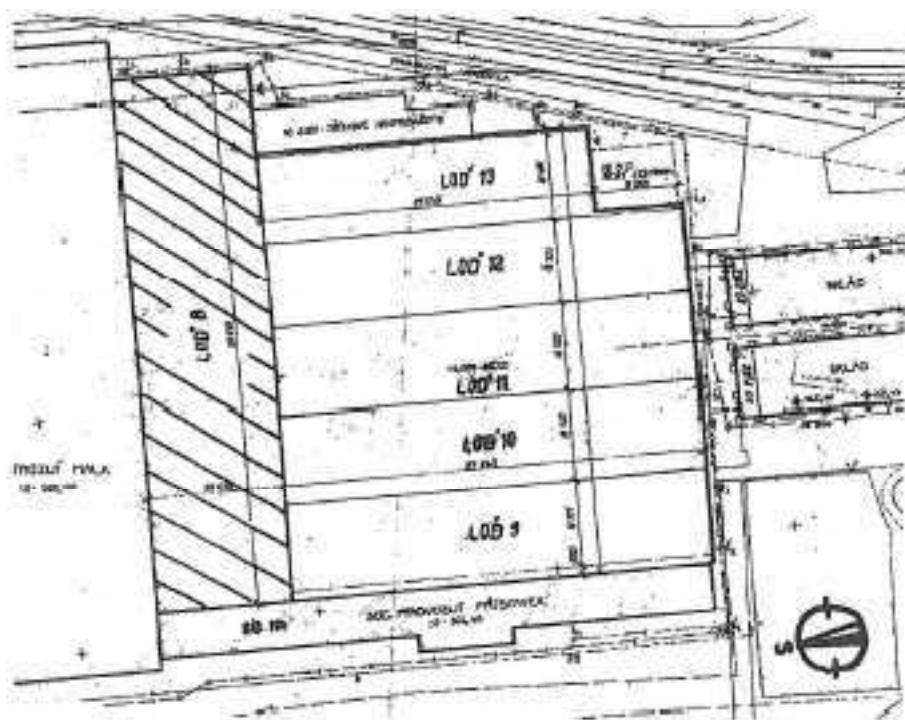
Hala se nachází na pozemku investora č. 1263/95 v katastrálním území Frýdlant nad Ostravicí (635171), jedná se o průmyslový areál firmy Ferrcomp a.s. Tento areál leží na jižním okraji města Frýdlant nad Ostravicí, mezi silnicí 56 a řekou Ostravicí.



Situace [8]

Rekonstrukce bude provedena v jedné sekci zakladačové haly. Jedná se o loď č.8, která sloužila jako skladovací hala s regálovými zakladači. Byla postavena přibližně roku 1988, její stáří je tedy 23 let. Objekt je půdorysných rozměrů 112,7x28 m (3165 m²), a dosahuje maximální výšky 19,9 m nad terénem.

Lod' sousedí ze třech stran s dalšími objekty. Ze severní strany je to objekt strojní haly, ze západní strany je to objekt provozní budovy a z jižní strany jsou kolmo napojeny další haly – lodě č. 9, 10, 11, 12 a 13 a přístavek třískového hospodářství. [9]



Uspořádání halových objektů v závodu firmy Ferrcomp [8]

Hala je členěna do dvou funkčních celků. Ve vstupní části haly (přibližně 1/5 délky haly) se nachází výrobní či skladovací plocha, která je obsluhována mostovým jeřábem 8 t. Tento prostor je tvořen ocelovými svařovanými sloupy a příhradovými, ocelovými sedlovými vazníky. [8] Výška objektu v této části dosahuje 17 m. Zbývající prostor zabírá konstrukce regálů spolu s regálovými zakladači. Tyto regály vynáší i fasádní plášť na jižní i západní straně objektu. Opláštění je provedeno z profilovaných hliníkových plechů, z venkovní strany a z plechových lakovaných kazet na vnitřním líci. Tloušťka tepelné izolace není známa, předpokládá se však 50 mm. Fasádní plášť je ukotven do vodorovné konstrukce paždíky

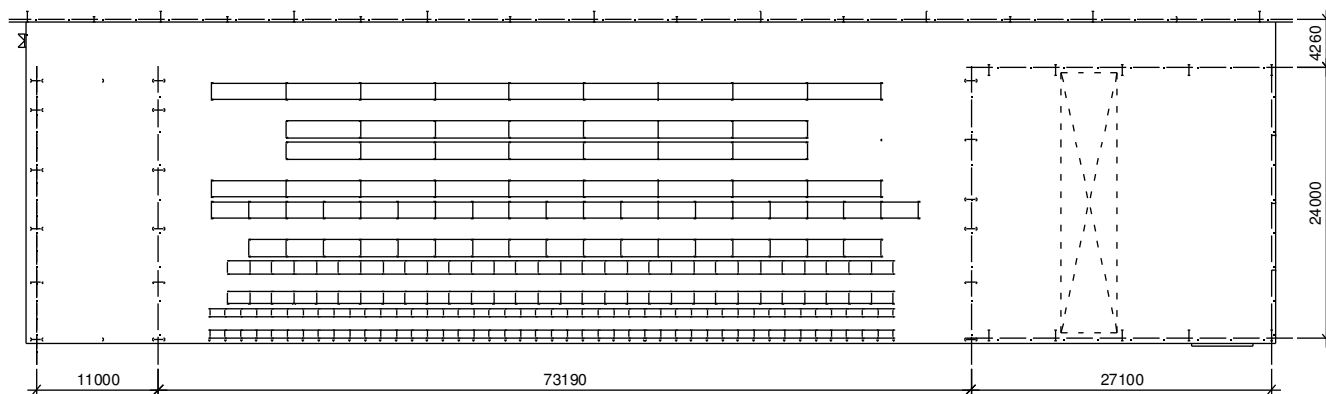
z ocelových válcovaných profilů. Střešní plášť je tvořen trapézovým plechem. Tepelnou izolaci tvoří polystyrenové desky tloušťky 50 mm, hydroizolace je tvořena z bitumenových pásů. Mezi vazníky ve vstupní části haly (volný skladovací nebo výrobní prostor) je vložen světlík.

Základová konstrukce ve vstupní části haly je tvořena železobetonovými patkami pod sloupy, které jsou napojeny základovými železobetonovými pásy, které vynášejí zděný sokl. V prostoru regálových zakladačů je v celé ploše provedena železobetonová deska o mocnosti cca 1m, na kterou je osazena konstrukce regálů.

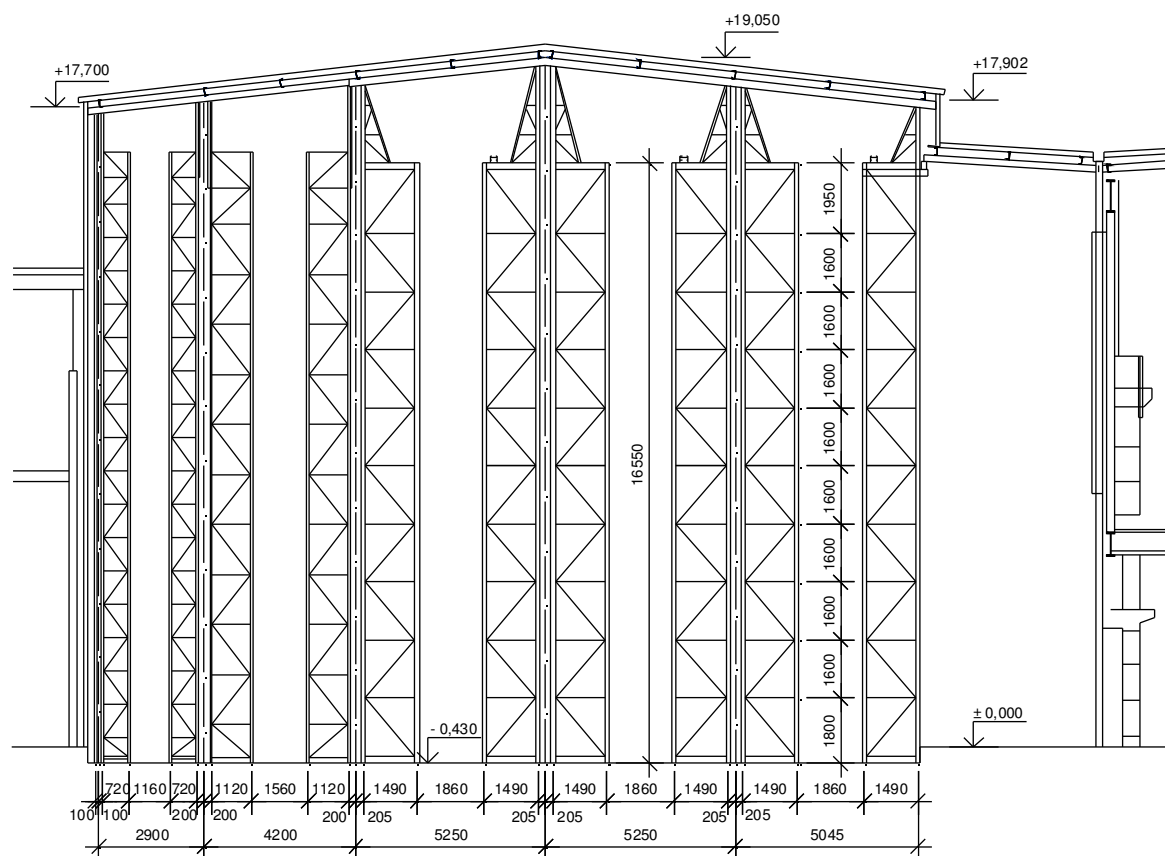
V obou lodích je ocelová konstrukce ve velmi dobrém stavu. I v složitějších detailech spojů nebyla při prohlídce zaznamenána jakákoliv koroze. Střešní plášť v žádném místě (ani v místech spojů s vaznicemi) nevykazoval žádné poruchy a lze tedy předpokládat, jeho těsnost.

Podlahové souvrství při prohlídce nevykazovalo žádné známky defektů a její povrch byl rovinný a suchý. Vzhledem ke stáří objektu tak lze usuzovat, že podloží je stabilní.

Schéma halové lodi s regálovými zakladači je na následujícím schématu. Kompletní výkres současného stavu je přiložen v příloze ve výkresové dokumentaci.



Půdorys-stávající stav ilustrační obrázek [9]



Příčný řez-stávající stav ilustrační obrázek [9]

2.2 Požadavky investora

Prostor skladovacích regálů, který zabírá cca 4/5 plochy haly (plocha 2400 m²) je v současné době nevyužíván. Investorský záměr však je tuto plochu začít využívat k výrobním účelům. Požadavkem investora bylo rekonstrukcí získat co největší možnou půdorysnou plochu, jež by byla obsluhována mostovým jeřábem o nosnosti 8t. Dále je nutné, aby nové konstrukční uspořádání haly maximálně využívalo stávajících nosných prvků regálové haly. Vzhledem k tomu, že regálová konstrukce podepírá střechu, investor vyjádřil požadavek ke zvolení postupu, který by umožnil tuto zachovat. Rovněž by měly být provedeny nové rozvody vody, elektřiny (včetně osvětlení haly), vzduchotechniky a odvodu technických plynů. Je tedy nutné uvažovat přetížení těmito instalacemi na příslušné prvky konstrukce. Rovněž by mělo být vybudováno WC pro zaměstnance.

2.3 Navrhované řešení

Navrhované řešení vychází ze studie proveditelnosti zpracované Ing. Křivým, Ph.D. Předpokládá se, že střešní konstrukce bude nadále podporována v místě ukončení příhradových sloupů regálové haly. Zásah do nosné konstrukce střechy tedy není nutný.

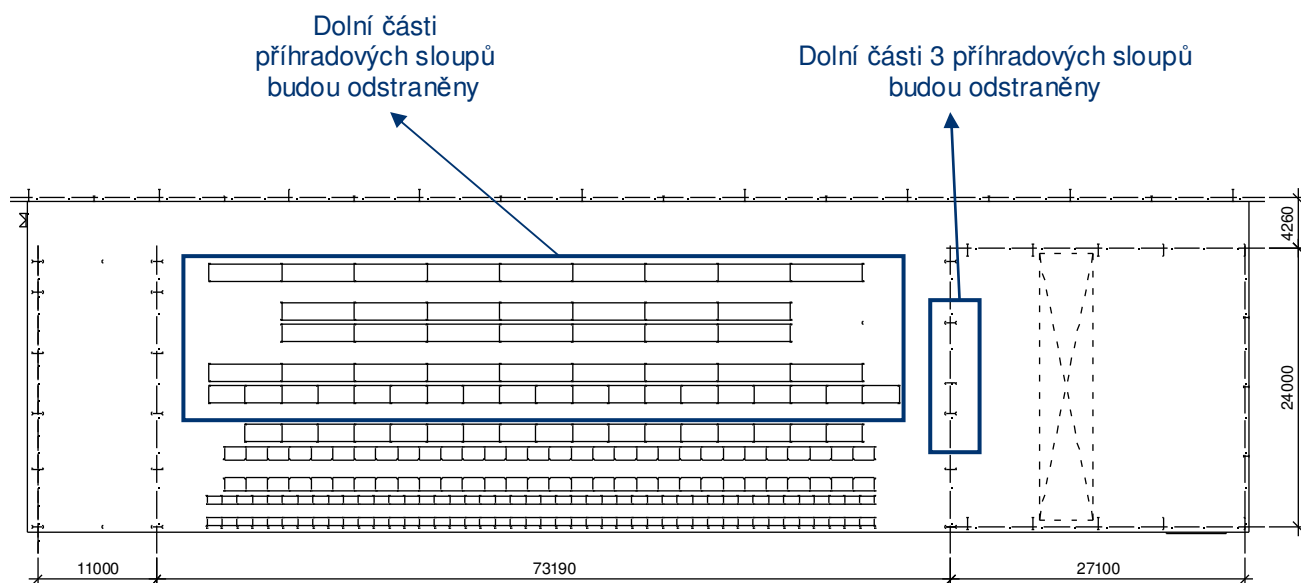
Před odstraněním vnitřních sloupů, je potřeba konstrukci opatřit novými příhradovými vazníky, které budou roznášet zatížení ze střechy do krajních příhradových sloupů. Příhradové vazníky budou vytvořeny tak, že ke stávajícím sloupům budou oboustranně připojeny U profily, které budou tvořit horní a dolní pásy příhradových vazníků. Dále bude potřeba doplnit diagonály příhradových vazníků, svislice příhradových vazníků budou tvořeny stávajícími pásy příhradových sloupů. Pod ochranou příhradových vazníků bude možné následně odstranit dolní části vnitřních příhradových sloupů. [9]

Tato úprava regálové haly zajistí prostor o rozměrech 12,36 x 73 m (902,28 m²), který může být využit pro výrobní účely. [9]

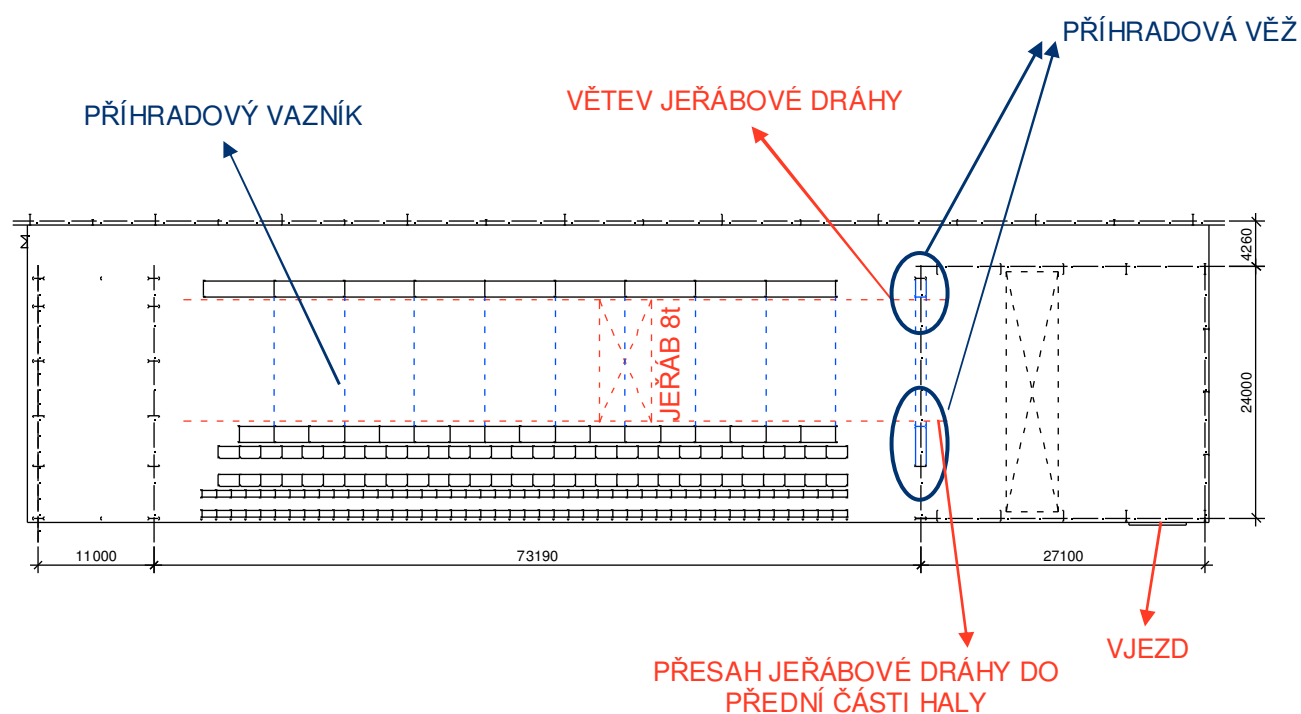
Jiný než výše zmiňovaný postup, by zapříčinil nesplnění požadavků investora, nebo by vedl k přílišné složitosti rekonstrukce, a tím by se samozřejmě neúměrně zvýšily náklady. Tyto vícenáklady by samozřejmě finančně zatížily investora.

Aby byla možnost obsluhovat takto vytvořený prostor mostovým jeřábem, je nutné provést následující úpravy. Bude potřeba opatřit krajní příhradové sloupy konzolami, na kterých bude uložen nosník jeřábové dráhy. Předpokládá se instalace jednoho mostového jeřábu o nosnosti 8t.

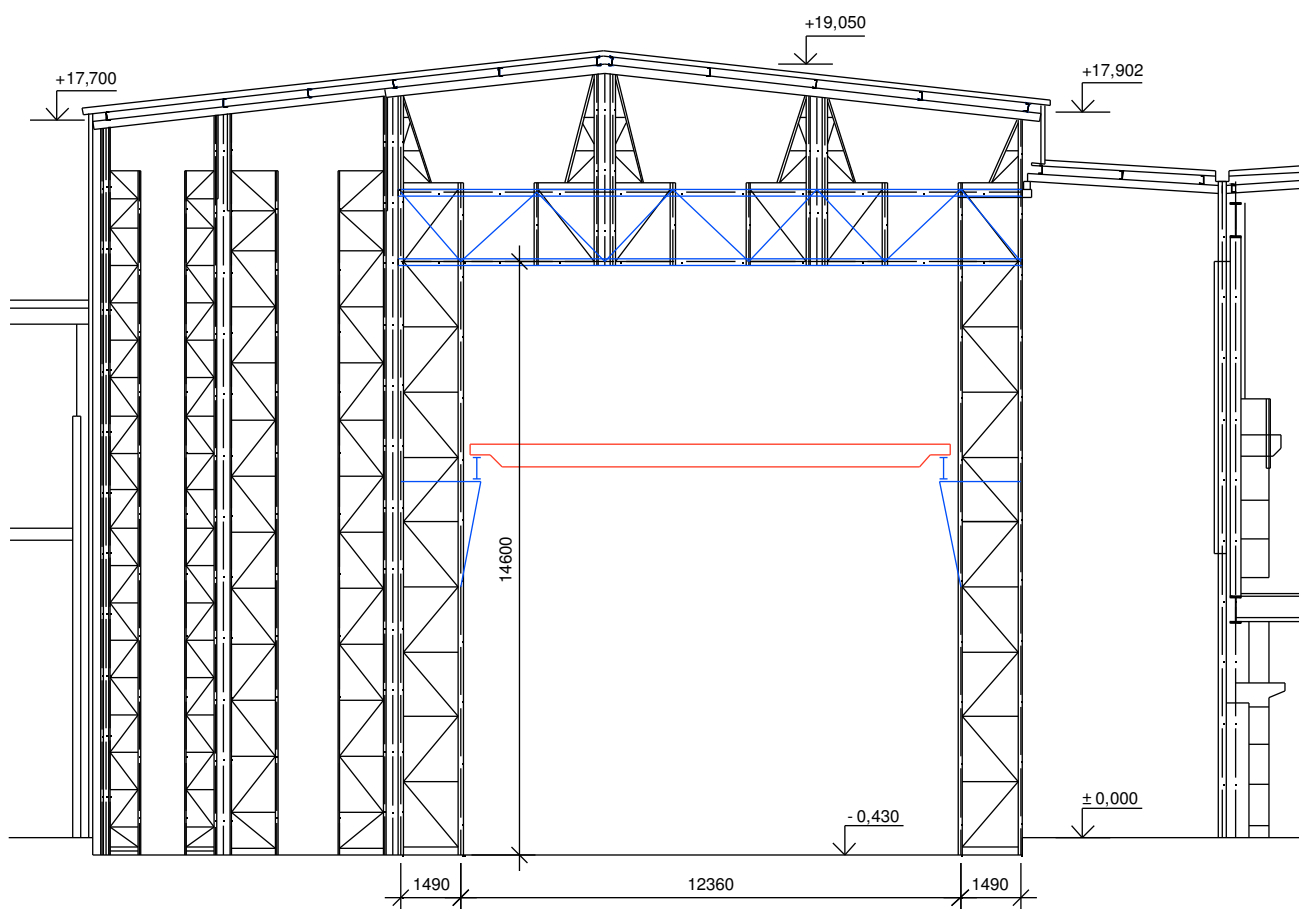
K zajištění obsluhy celé haly mostovými jeřáby (stávajícím i nově navrhovaným mostovým jeřábem), bude potřeba zajistit, aby nově navržená jeřábová dráha zasahovala až do prostoru vstupní části haly, kde je umístěn stávající mostový jeřáb a vjezd. Z tohoto důvodu bude potřeba provést úpravu nosných příhradových sloupů umístěných v čele regálové části haly, tj. sloupů mezi stávající přední částí haly a částí haly s regálovými zakladači. Řešení se předpokládá obdobné jako u běžných příčných vazeb regálové části haly – na krajích vytvořit dvě příhradové věže (ze stávajících a nově doplněných sloupů), potřebný prostor překlenout příhradovým průvlakem, části stávajících sloupů pod průvlakem odstranit. Na příhradových věžích budou umístěny konzoly pro uložení jeřábové dráhy. [9]



Navrhované řešení rekonstrukce ilustrační obrázek [9]



Navrhované řešení rekonstrukce-půdorys ilustrační obrázek [9]



Navrhované řešení rekonstrukce-příčný řez ilustrační obrázek [9]

3 Výpočetní model konstrukce

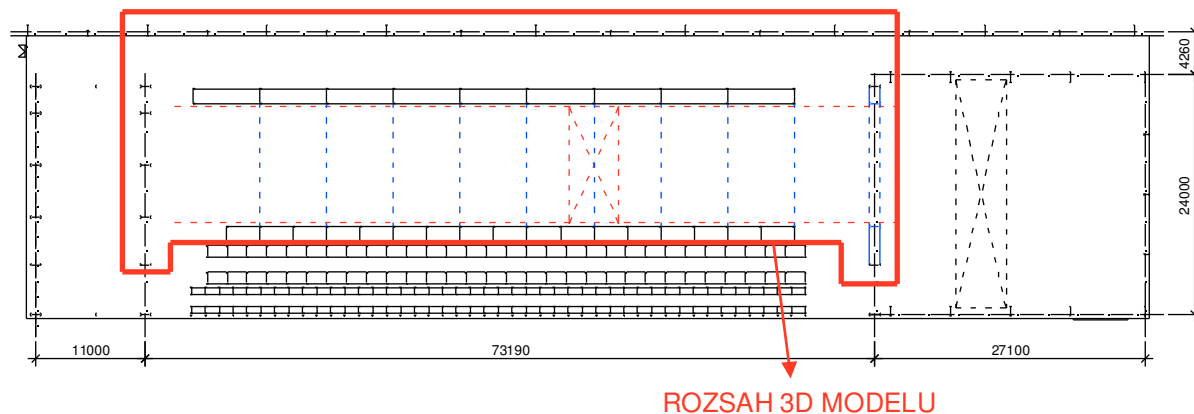
Pro modelování konstrukce je zvolen výpočetní program Nexis 32 [6]. Pro objektivní zhodnocení působení všech prvků v konstrukci je navržen postup 3D modelování. Ve 2D modelu by nebylo možné reálně zhodnotit a posoudit prvky, jež jsou navrženy jako příčné ztužení objektu (stěnová a střešní ztužidla). Rovněž by bylo nutné modelovat jako 2D hned několik rozhodujících vazeb haly, pro lepší přehlednost a formu celé práce je zkonstruován 3D model. Nespornou výhodou v porovnání s 2D modelem je rovněž fakt, že ve 3D modelu je možné sledovat globální přetvoření celé konstrukce. Jednotlivé vazby jsou realizovány výplňovými pruty ztužení vazbou a ne vazbou znemožňující přetvoření konstrukce, jak by tomu bylo u 2D modelu. Výsledkem tedy je příznivější průběh vnitřních sil na konstrukci, což umožní úspornější návrh s následnou nižší spotřebou materiálu.

K zajištění kontroly, a zároveň, aby byla ověřena reálnost dosažených výsledků, je na místě porovnat 3D model s výsledky alespoň jedné vazby haly modelované ve 2D. K tomuto účelu mohou sloužit výsledky studie proveditelnosti, kde je konstrukce modelována jako 2D model. Toto srovnání zajistí na jedné straně kontrolu, na druhé straně bude patrná mírná odchylka způsobená již zmiňovaným poddajnějším a reálnějším chováním konstrukce 3D modelu.

3.1 Rozsah 3D modelu

Vzhledem k faktu, že je posuzována rekonstrukce halového objektu, není nutné modelovat celou konstrukci haly, jež je velmi rozsáhlá a složitá. V tomto případě je tedy vhodné uchýlit se k řešení modelovat ty vazby haly, které budou změněny, nebo v nich nastane redistribuce zatížení vlivem rekonstrukce. Ovšem je nutné, aby byly zahrnuty všechny druhy zatížení, jež se na konstrukci vyskytují a rovněž modelovány všechny prvky přitěžující posuzovaných vazeb rekonstruované haly. Model je tvořen jako prutová soustava. Rozsah 3D modelu je uveden pro přehlednost následujícím obrázkem. Při tvorbě modelu je vycházeno z předpokladu, že zbylá část regálové haly, jíž se rekonstrukce nijak nedotkne (regálové řady A-D a zadní čelo haly tvořeno osou sloupů a stěnovým ztužidlem) jsou natolik tuhé, že se do

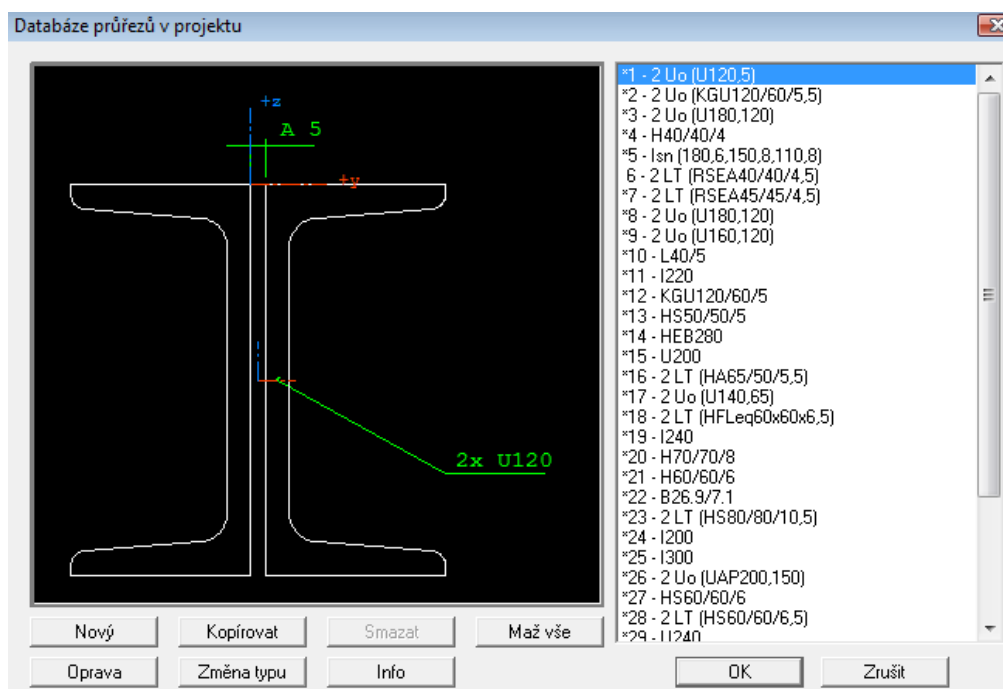
modelované konstrukce nepřenáší parazitní účinky zatížení. Detailní uspořádání prvků modelu je patrné z výkresové dokumentace nového stavu, jež je přílohou této práce.



Rozsah 3D modelu v půdorysu celé konstrukce regálové haly- ilustrační obrázek [9]

3.2 Tvorba modelu a jednotlivé prutové prvky

Model je tvořen soustavou prutových prvků s přiřazenými parametry a tvary náležící použitým průřezům. Jednotlivé průřezy vychází z dokumentace Původního stavu (jež tvoří přílohu této diplomové práce). Prvky, které nebyly ve výkresové dokumentaci označeny, nebo se vyskytly pochybnosti, zda dané prvky odpovídají, byly změřeny či ověřeny přímo v rekonstruované hale.



Databáze průřezů prostorového modelu program NEXIS 32- ilustrační obrázek [6]

3.3 Odchylnky dokumentace od skutečného provedení OK

Při prohlídkách ocelové konstrukce, které byly provedeny v rozmezí od 20. 2. 2011 do 30. 10. 2011, byly zaznamenány změny provedení OK ve srovnání s poskytnutou dokumentací skutečného stavu konstrukce. Tyto změny jsou zahrnuty do výčetního modelu. Jedná se zejména o osu sloupů tvořící čelo haly a zadní trakt. Tyto prvky nebyly v dokumentaci přesně popsány a z dostupné dokumentace nebylo přesně jasné jejich prostorové uspořádání. Rovněž bylo nutné zjistit dimenze stávajících prvků. Tyto byly zjištěny průzkumy a měření in situ.



Osa sloupů tvořící čelo regálové haly-fotodokumentace

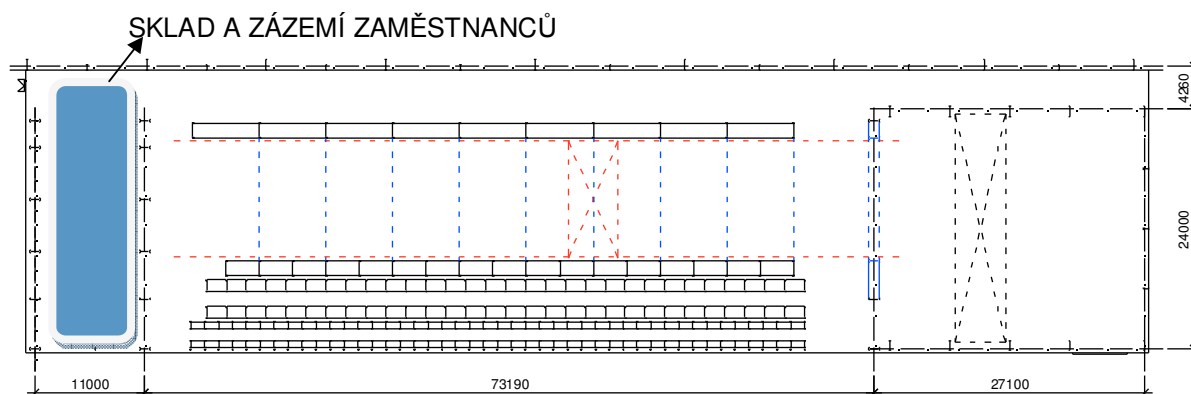
Průzkumem bylo zjištěno, že sloupy v čele haly jsou tvořeny profily I 200 s příhradovou vyplní složenou ze dvojice úhelníků 80x80x10 mm. V projektové dokumentaci skutečného provedení stavby však již chyběla ztužidla spojující všechny sloupy osy v čele haly. Tyto ztužidla jsou složeny rovněž ze dvojice úhelníků 80x80x10 mm. Tyto však budou při rekonstrukci odstraněna. Rovněž ve výkresové dokumentaci chybí konstrukce stěnového ztužidla. Toto je délky 2625 mm a šířky 1000 mm. Sloupy jsou tvořeny profily I 300, svislice a diagonály příčného ztužení jsou tvořeny dvojicí úhelníků 80x80x10 mm. Podélné vodorovné ztužení je zajištěno dvojicí úhelníků 80x80x10 mm, tyto profily probíhají ve 4 rovinách a spojují všechny sloupy ležící v ose čela. Pro zajištění prostorové tuhosti stěnového ztužidla jsou doplněna o diagonální ztužidla tvaru A.



Stěnové ztužidlo tvořící čelo regálové haly a montážní spoj dvojice sloupů v čele haly
fotodokumentace

Výše popisované prvky stěnového ztužidla budou rovněž při rekonstrukci odstraněny, jejich statickou funkci přeberou nově vybudované příhradové věže. Tyto budou tvořeny jednostranně stávajícími profily I 200 a nově vybudovanými sloupy uzavřeného průřezu dvou U profilů, sloupy budou doplněny a příslušné svislice a diagonály dle výkresové dokumentace nového stavu.

Osa sloupů a stěnové ztužidlo uzavírající regálovou část haly je tvořeno stejnými profily jako výše zmiňované prvky v čele haly. Jejich rozteče odpovídají výkresu skutečného stavu. Další stejná osa sloupů posunutá o 11 000 mm tvoří zadní čelo haly. V prostoru mezi osou sloupů tvořící zadní čelo a osou sloupů uzavírající regálovou část haly je momentálně vybudován sklad a zázemí pro zaměstnance. Tyto zařízení si přeje investor zachovat.



Umístění skladu a zázemí pro zaměstnance – ilustrační obrázek [9]

Není tedy možné delší prodloužení jeřábové dráhy až do zadní části haly. Navíc by si tato konstrukční úprava vyžádala daleko složitější řešení, které by patrně nebylo možné bez částečné demontáže střechy a obvodového pláště haly.

Dalším důležitým detailem je kotvení obvodového pláště v místě čela haly. Tento detail nebylo možné dohledat v dochované projektové dokumentaci, proto nebylo jasné, jak je celý spoj realizován. Rovněž spoj vaznice na průvlaky v místě čela je řešen jinak než v ostatních vazbách haly.



Spoj vaznice a průvlaku a kotvení obvodového pláště – fotodokumentace

Jednotlivé vazby haly jsou tvořeny dvojklobovým příhradovým obloukem. Kloubové patky jsou kotveny do ŽB desky o mocnosti 1,2 m. Podpory pod sloupky jsou tedy kloubové umožňující pootočení ve směru x,y .



Kotvení regálových sloupů a podélného svislého ztužení – fotodokumentace

Jedinými prvky, které budou vetknuty do ŽB desky budou krátké sloupky jeřábové dráhy zkracující délku konzoly jeřábového nosníku do lodě haly č. 8. Tato úprava je nutná ke zmenšení deformací sloupů a následně nosníku jeřábové dráhy.



Kotvení regálových sloupů– fotodokumentace

4 Zatížení konstrukce

Posuzovaná konstrukce vzdoruje stálým zatížením (vlastní tíha OK, tíha střešního pláště) i nahodilým klimatickým zatížením (sníh, vítr). Avšak vyskytují se i speciální zatížení charakteristické pro průmyslové a výrobní halové objekty, a to především zatížení mostovým jeřábem o nosnosti 8t (ten bude tvořit dominantní složku zatížení celé konstrukce), ale i zatížení technologiemi (odvod technických plynů, vytápění, rozvod elektřiny), které bude působit na dolní pásy nově provedených vazníků.

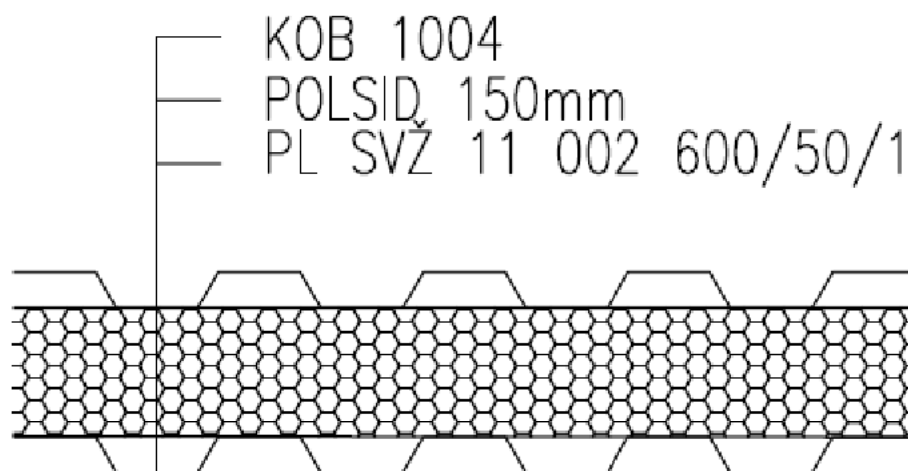
4.1 Stálé zatížení

Stálé zatížení vyvozuje střešní a obvodový plášť, je zde rovněž zahrnuto zatížení od střešního pláště v prostoru mezi loďmi 7 a 8, které je přenášeno ocelovou konstrukcí na sloupy regálové haly. V neposlední řadě se ke stálým zatížením konstrukce řadí zatížení technologiemi.

4.1.1 Zatížení skladbou střechy

Toto zastřešení haly je realizováno lehkou střešní krytinou z profilovaných hliníkových plechů KOB 1004, jež byly provedeny v rámci OK. Izolační vrstvu tvoří Polsid a podhledovou vrstvu tvoří PL SVŽ 11 002 600/50/1.

Popis zatížení	g_k	γ_f	g_d
krytina KOB 1004; $m=2,7 \text{ kg/m}^2$	0,027	1,35	0,037
POLSID; $m=10 \text{ kg/m}^2$ (odhad)	0,10	1,35	0,135
PL VSŽ 11 002 600/50/1; $m=12,1 \text{ kg/m}^2$	0,121	1,35	0,163
Σg_k	0,248	Σg_d	0,335

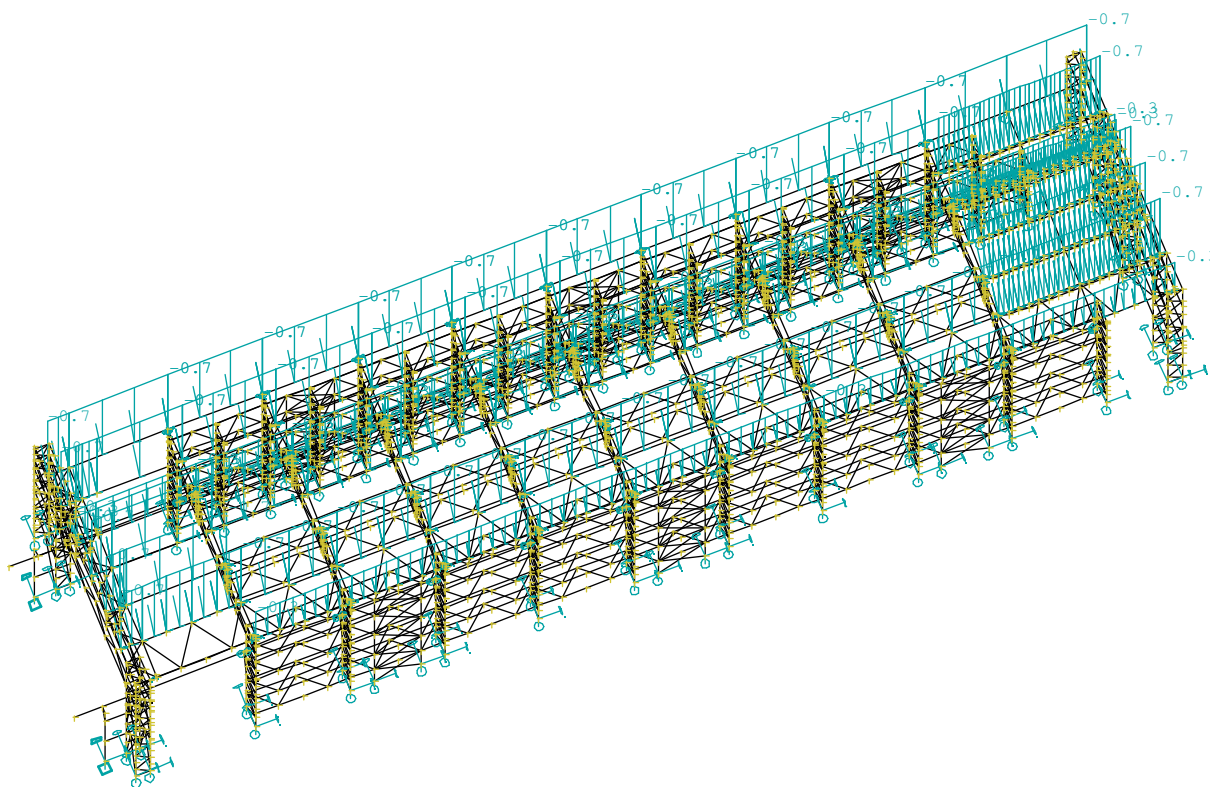


Skladba střešního pláště – ilustrační obrázek

Charakteristické plošné zatížení je převedeno na liniové, toto je přenášeno jednotlivými vaznicemi rekonstruovaného objektu. Zatěžovací šířky jsou pro krajní vaznice a střední zdvojené vaznice rovny hodnotě 1,313m, pro ostatní vaznice 2,625m. Výpočet liniového zatížení je tedy následující.

$$g_{k,liniové} = g_k \cdot l_{zatěžovací} = 0,248 \cdot 1,313 = 0,326 \text{ kN/m} \quad (4.1.1-1)$$

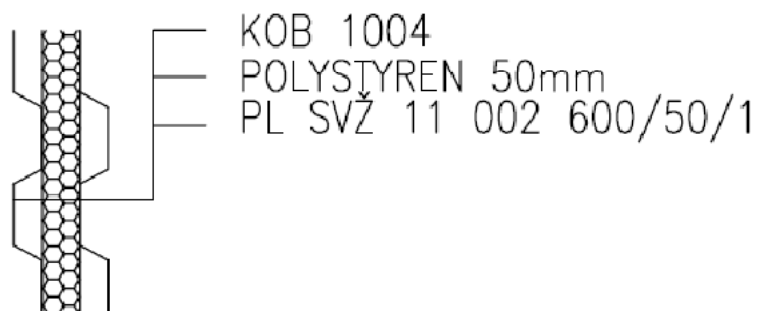
$$g_{k,liniové} = g_k \cdot l_{zatěžovací} = 0,248 \cdot 2,625 = 0,651 \text{ kN/m} \quad (4.1.1-2)$$



Umístění liniových břemen na vaznicích modelu- NEXIS 32

4.1.2 Zatížení obvodovým pláštěm objektu

Toto zatížení je vyvozováno vlastní tíhou obvodového pláště, které působí ve formě spojitého liniového zatížení na vnější líce sloupů tam, kde je na konstrukci upevněn obvodový plášť. A to je v místě štítu střechy mezi lodí regálové haly a lodí haly č.8 (výška~2,0m - ~2,75m) a v místě snížení střechy mezi lodí 7 a 8. Podrobně rozkresleno ve výkrese Nového stavu. Zatěžovací šířka je určena roztečí jednotlivých nosných prvků (sloupů).

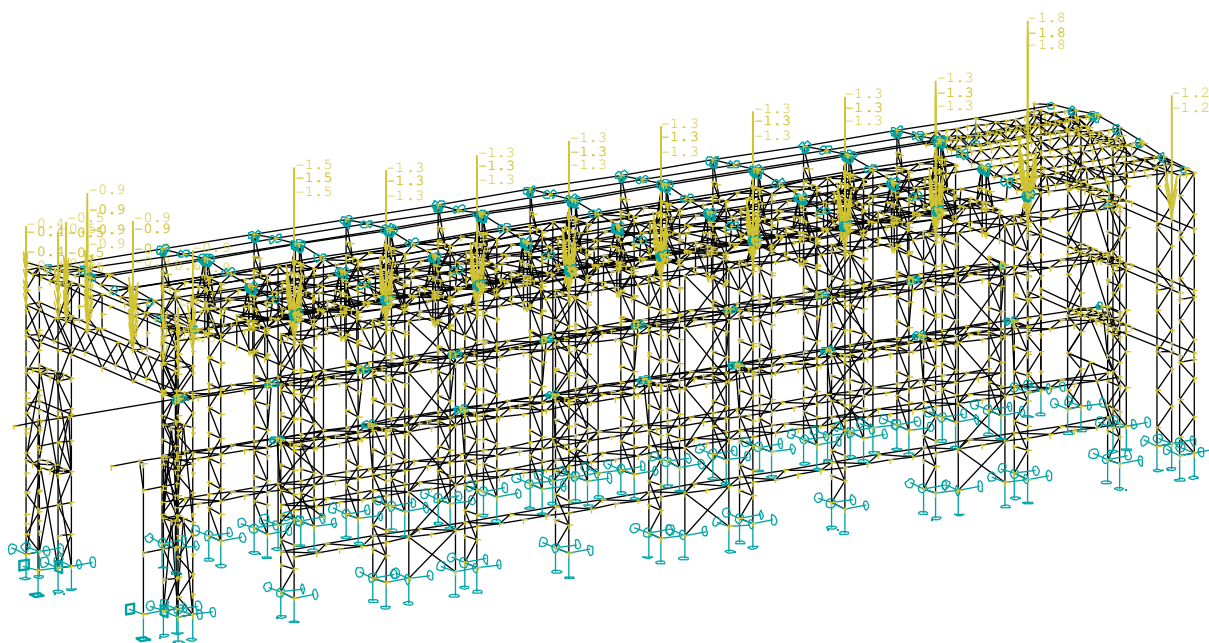


Skladba obvodového pláště ilustrační obrázek

Popis zatížení	g_k	γ_f	g_d
krytina KOB 1004; $m=2,7 \text{ kg/m}^2$	0,027	1,35	0,03645
POLYSTYREN; $m=5 \text{ kg/m}^2$	0,050	1,35	0,0675
PL VSŽ 11 002 600/50/1; $m=12,1 \text{ kg/m}^2$	0,121	1,35	0,16335
Σg_k	0,198	Σg_d	0,267

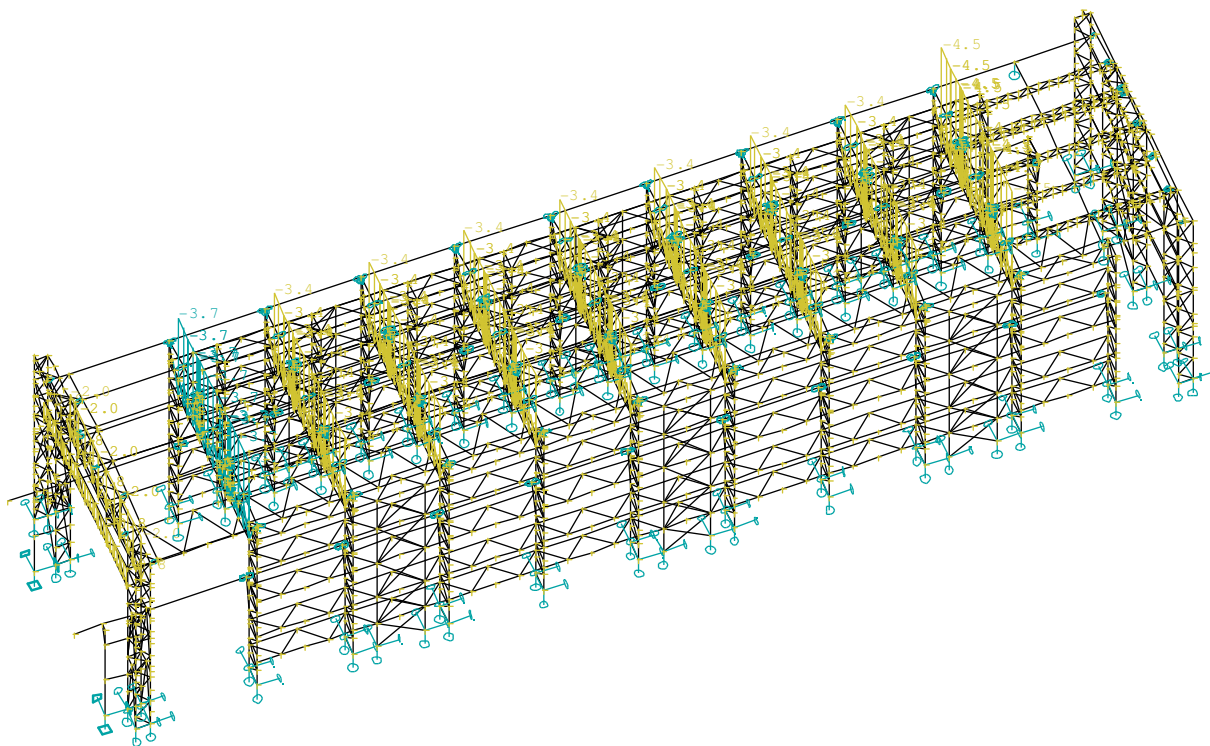
Pro ukázkou provedeme výpočet liniového zatížení pro krajní sloup čela haly.

$$g_{k, \text{liniové}} = g_k \cdot l_{\text{zatěžovací}} = 0,198 \cdot \frac{3,795}{2} = 0,326 \text{ kN/m} \quad (4.1.2-1)$$



ilustraci je uveden výpočet liniového zatížení pro první vazbu halového objektu. Pro první vazník je zatěžovací šířka rovna 1,5m (dle výkresu nového stavu loď 8).

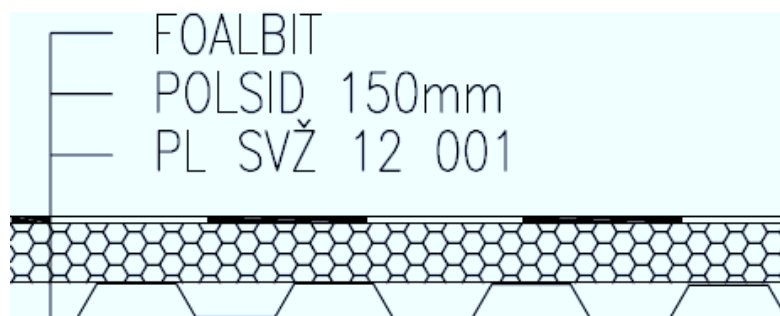
$$g_{k,liniové} = g_k \cdot l_{zatěžovací} = 0,5 \cdot \frac{1,000}{2} + \frac{2,000}{2} = 0,750 \text{ kN/m} \quad (4.1.3-1)$$



Umístění liniových břemen na dolním pásu příhradových vazníků- NEXIS 32

4.1.4 Zatížení střešním pláštěm a OK v prostoru mezi lod'mi 7 a 8

Toto zatížení je vyvoláno vlastní tíhou střešního pláště a podporující ocelovou konstrukcí v prostoru mezi loďmi 7 a 8. Toto zatížení se přenáší na krátké konzoly na pravé sloupy regálové haly.



Skladba střešního pláště v prostoru mezi loďmi 7 a 8 – ilustrační obrázek

Popis zatížení	g_k	γ_f	g_d
Foalbit; $m=4,1 \text{ kg/m}^2$	0,041	1,35	0,05535
POLSID; $m=10 \text{ kg/m}^2$ (odhad)	0,100	1,35	0,135
PL VSŽ 12 001; $m=5,8 \text{ kg/m}^2$	0,058	1,35	0,0783
Σg_k	0,199	Σg_d	0,269

Nosná konstrukce krytého prostoru je tvořena 3 podélnými nosníky I 240 (zatěžovací šířka odvozena z výkresu původního stavu) příčné nosníky I 260 délky 5,39 m. Podélné nosníky, které jsou uloženy na krátké konzole sloupu, jsou tvořeny 2 profily U 260. Jelikož rozteč příčných nosníků je konstantní 7,5 m a následně 6, sloupy budou namáhány stejnými reakcemi pro každý zatěžovací úsek. Účinek na první rám sloupové osy je roven polovině vypočteného zatížení, jelikož příčný nosník je v polovině rozpětí průvlaku (2 profily U 260).

Celková tíha ocelové konstrukce je spočtena následovně.

$$m_{I240} = 36,2 \text{ kg/m}$$

$$m_{I260} = 41,9 \text{ kg/m}$$

$$m_{U260} = 37,9 \text{ kg/m}$$

$$m = \frac{3}{2} \cdot m_{I240} \cdot l + m_{I260} \cdot \frac{l}{2} + 2 \cdot m_{U260} \cdot l = \frac{3}{2} \cdot 36,2 \cdot 7,5 + 41,9 \cdot \frac{5,39}{2} + 2 \cdot 37,9 \cdot 7,5 =$$

$$= 1088,6 \text{ kg} \quad (4.1.4-1)$$

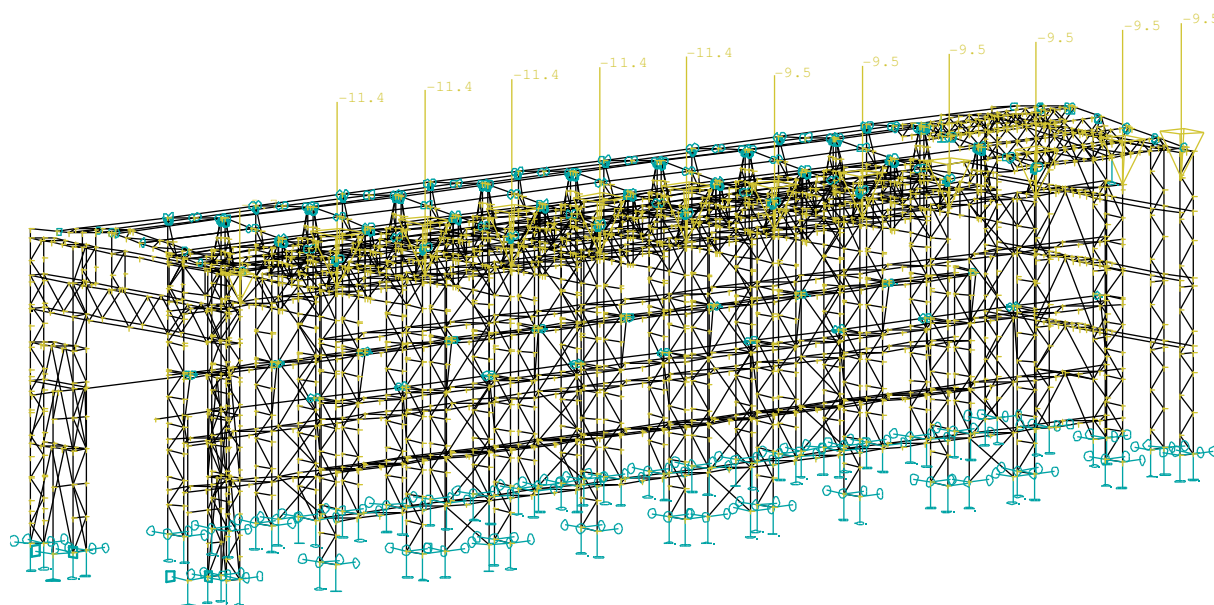
$$m = \frac{3}{2} \cdot m_{I240} \cdot l + m_{I260} \cdot \frac{l}{2} + 2 \cdot m_{U260} \cdot l = \frac{3}{2} \cdot 36,2 \cdot 6,0 + 41,9 \cdot \frac{5,39}{2} + 2 \cdot 37,9 \cdot 6,0 =$$

$$= 893,5 \text{ kg} \quad (4.1.4-2)$$

Zahrneme-li i tíhu střešního pláště výsledná bodová síla od stáله složky zatížení na krátkou konzolu je následující.

$$R_{k, \text{stálé } 7a8;7,5} = G_{ok} + g_{k, \text{stř.pl.}7a8} \cdot \frac{l}{2} = 10,886 + 0,199 \cdot \frac{5,39}{2} = 11,422 \text{ kN} \quad (4.1.3-3)$$

$$R_{k, \text{stálé } 7a8;7,5} = G_{ok} + g_{k, \text{stř.pl.}7a8} \cdot \frac{l}{2} = 8,935 + 0,199 \cdot \frac{5,39}{2} = 9,471 \text{ kN} \quad (4.1.3-4)$$



Umístění bodových břemen od stálého zatížení střechou mezi lodí 7 a 8 - NEXIS 32

4.1.5 Zatížení vlastní tíhou Ocelové konstrukce

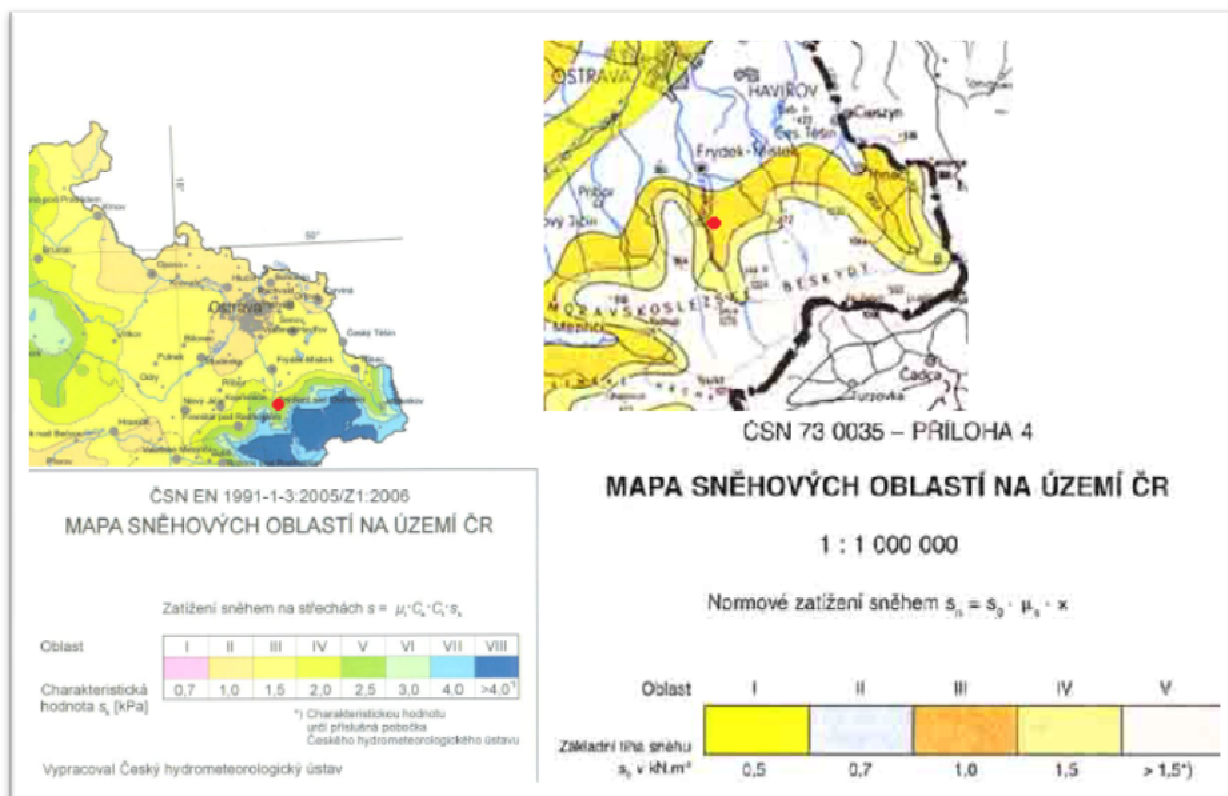
Vlastní tíha konstrukce je generována výpočetním softwarem Nexis 32 na základě přiřazení jednotlivých průřezových charakteristik daných profilů, prutovým prvkům 3D modelu konstrukce.

4.2 Nahodilé zatížení

Je složeno z klimatických zatížení, tedy zatížení sněhem a zatížení větrem.

4.2.1 Zatížení sněhem

Objekt se nachází ve Frýdlantu nad Ostravicí, který se dle mapy sněhových oblastí normy ČSN EN 1991-1-3 [13] nachází na rozhraní IV a V. sněhové oblasti. Charakteristické zatížení sněhem je tedy dle EC1 v rozmezí $2,0 \text{ kN.m}^{-2}$ - $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$, tato je však ve výrazném rozporu s předešlou normou ČSN 73 0035 [21], kde bylo zatížení sněhem určeno daleko nižší hodnotou. Frýdlant nad Ostravicí se dle ČSN 73 0035 nachází ve III. sněhové oblasti, pro kterou byla hodnota zatížení sněhem rovna $1,0 \text{ kN.m}^{-2}$.



Srovnání map sněhových oblastí norem ČSN EN 1991-1-3 a ČSN 73 0035

Frýdlant nad Ostravicí je v obrázku označen červeným bodem.

Proto byla ke stanovení hodnoty zatížení sněhem použita přesnější metoda, a to hodnota odečtená z internetového portálu ČHMÚ (www.snehovamapa.cz [35]). Tato mapa vznikla v součinnosti VŠB-TUO a ČHMÚ a přesněji určuje hodnoty zatížení sněhem.



Mapa zatížení sněhem na zemi – zdroj www.snehovamapa.cz [35]

Dle vyhodnocení sněhové mapy je hodnota zatížení sněhem rovna hodnotě $1,37 \text{ kN.m}^{-2}$. Jako ověření správnosti může sloužit srovnání, kde hodnota dle sněhové mapy leží v intervalu určené neplatnou normou ČSN 73 0035 a ČSN EN 1991-1-3.

Důvodem proč není použita standardní hodnota dle normy ČSN EN 1991-3, je fakt že při zvýšení zatíženou způsobené změnou legislativy mohou některé prvky překračovat limitní hodnoty průhybu. Očekávané problémy se splněním limitních hodnot průhybu by mohly nastat zejména u profilů vaznic a průvlaků. Při jejich posudku bude jistě zajímavé srovnání, jaké hodnoty průhybu by prvky dosáhly při plné hodnotě zatížení sněhem.

Hala se nachází v nadmořské výšce 365 m.n.m., V otevřené krajině, bez výrazných terénních vyvýšenin. Střecha je sedlová se sklonem $6,3^\circ$, díky tomuto sklonu není možné

střechu posuzovat jako plochou. Je nutné posouzení jako střechy sedlové, se zahrnutím všech možných stavů.

$$s_k = 1,37 \text{ kN.m}^2 \text{ (dle snehovamapa.cz)}$$

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (pro sklon střechy } 6,3^\circ \text{) dle tab. 5.5 ČSN EN 1991 – 1 – 3}$$

$$C_e = 0,8 \text{ (typ krajiny otevřená) dle tab. 5.1 ČSN EN 1991 – 1 – 3}$$

$$C_t = 1,0 \text{ (tepelný součinitel je konzervativně určen hodnotou 1,0)}$$

$$S_{k1} = s_k \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t = 1,37 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,877 \text{ kN.m}^{-2} \quad (4.2.1-1)$$

$$S_{k2} = 0,5 \cdot s_k \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t = 0,5 \cdot 1,37 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,438 \text{ kN.m}^{-2} \quad (4.2.1-2)$$

Zatížení sněhem je větší než užité zatížení ($0,75 \text{ kN.m}^{-2}$), zatížení sněhem bude tedy rozhodující.

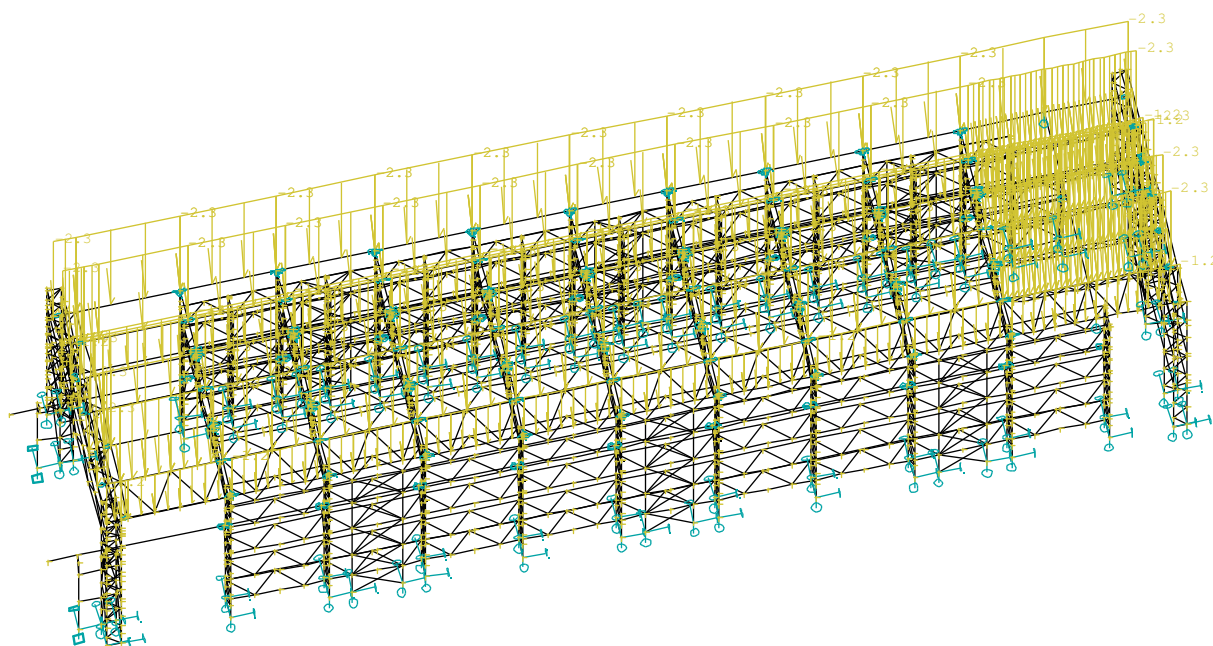
Zatížení sněhem bude umístěno jako liniové zatížení na jednotlivé pruty vaznic 3D modelu. Plošné zatížení je převedeno na liniové vynásobením příslušnou zatěžovací šířkou. Pro krajní a střední vaznice je liniová hodnota zatížení následující.

$$g_{k,liniové} = g_k \cdot l_{zatěžovací} = 0,877 \cdot \frac{2,625}{2} = 1,151 \text{ kN/m} \quad (4.2.1-3)$$

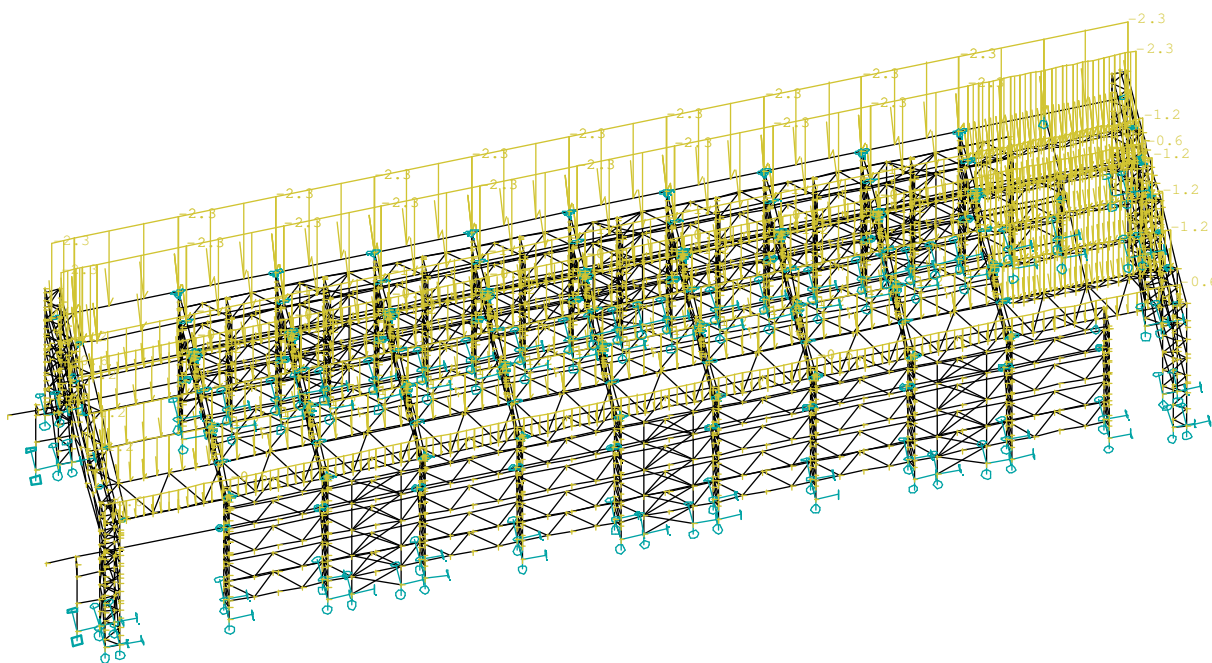
Pro ostatní vaznice je liniová hodnota vypočtena následujícím vztahem.

$$g_{k,liniové} = g_k \cdot l_{zatěžovací} = 0,877 \cdot 2,625 = 2,302 \text{ kN/m} \quad (4.2.1-4)$$

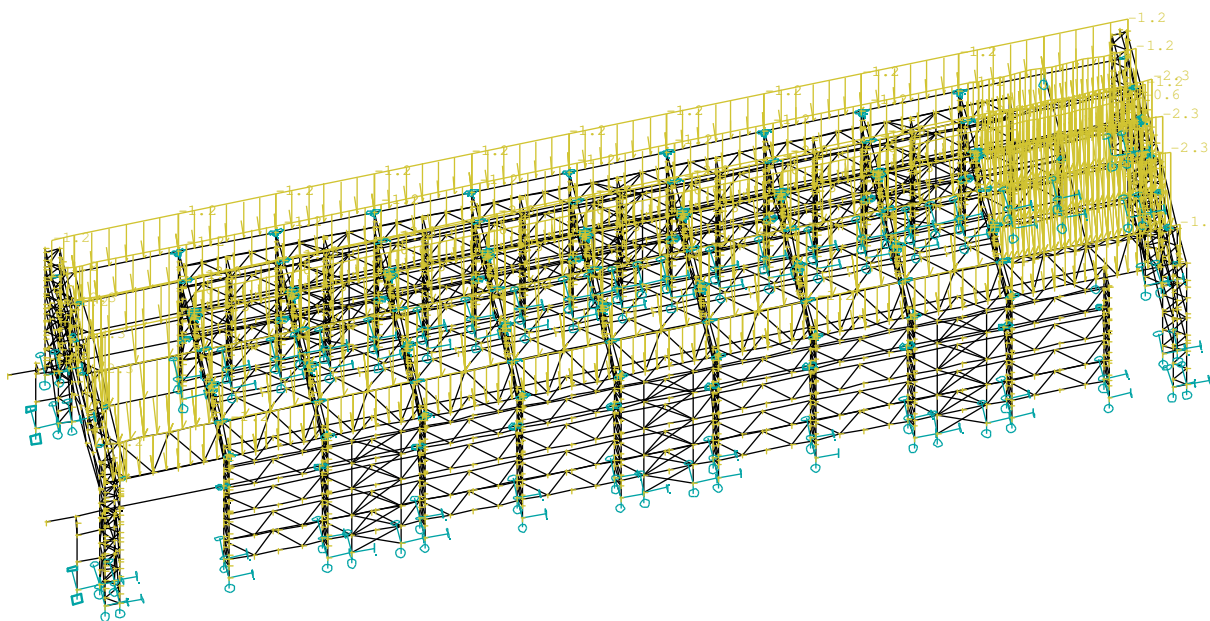
Při umístění zatížení sněhem je rovněž nutné uvažovat hodnoty navátého a nenavátého sněhu. Zatížení sněhem tedy bude obsahovat tři zatěžovací stavy. Nenavátý sníh, sníh navátý na levé či pravé střešní rovině.



Zatížení nenavátým sněhem - NEXIS 32



Zatížení sněhem navátý vlevo - NEXIS 32



Zatížení sněhem navátý vpravo - NEXIS 32

4.2.2 Zatížení sněhem v prostoru mezi lod'mi 7 a 8

Střešní rovina je v tomto prostoru snížena o ~1,5 m. Je zde tedy nebezpečí vytvoření návěje v úžlabí objektu. Toto zatížení je přenášeno vaznicemi a průvlaky na profil 2x U 260, jenž je umístěn na krátkých konzolách připojeným ke sloupům regálové haly. Výpočet zatížení od návěje sněhem je proveden na základě normy ČSN EN 1991-1-3. Kap. 6.2.2.

Rozdíl výšek střech:

$$h \cong 1,5m$$

Délka návěje:

$$l_s = 2h = 3m$$

$$\mu_w = 2,0 \geq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 1,5}{2,0} = 1,5 \quad (4.2.2-1)$$

Součinitel uprostřed střechy:

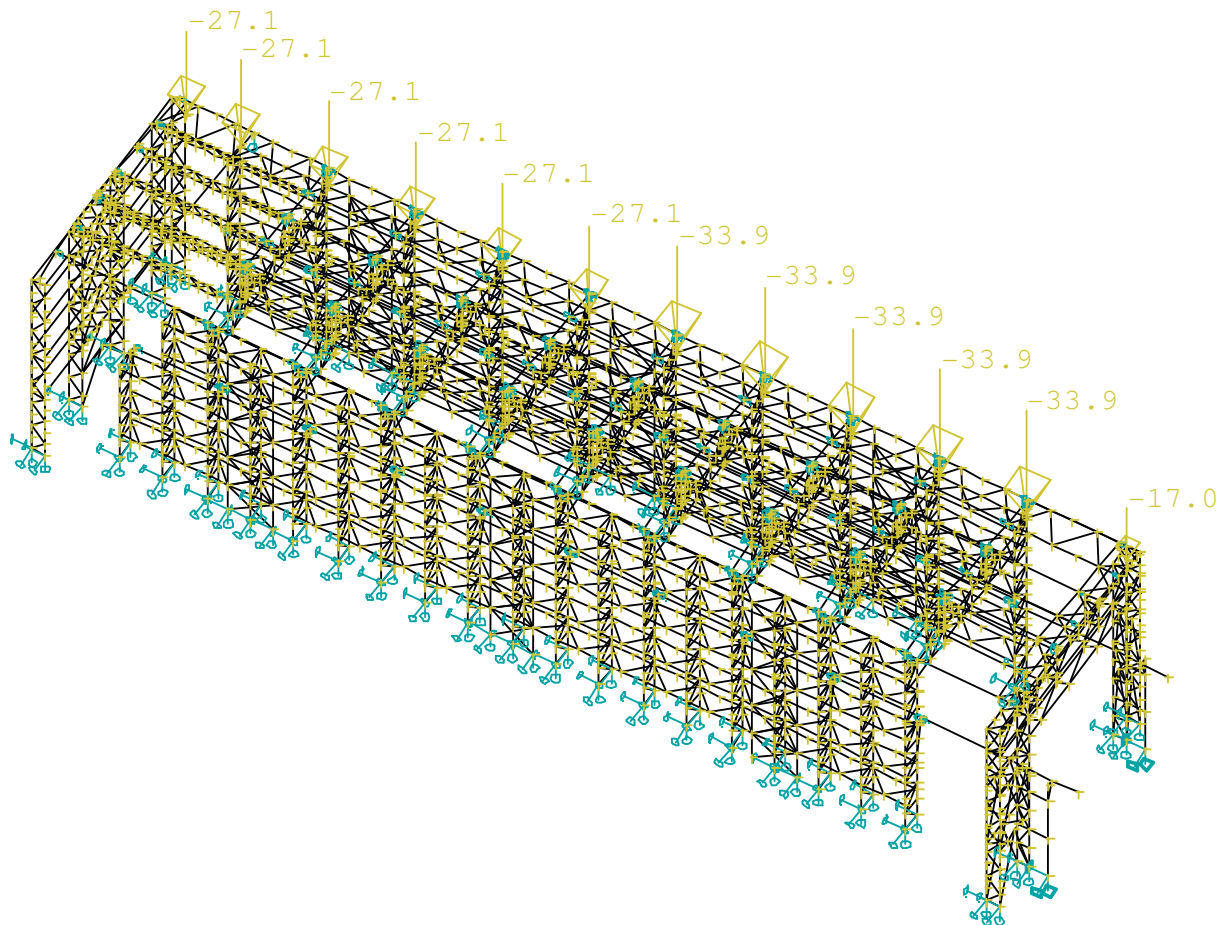
$$\mu = 0,95$$

$$s_k = \mu_{prum} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = \frac{1,5+0,95}{2} \cdot 1.1.1,37 = 1,678 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.2-2)$$

Reakce na konzoly sloupů jsou pak rovny vypočtenému zatížení návěje násobenému plochu, na které toto zatížení působí.

$$R_1 = s_k \cdot 7,5 \cdot \frac{5,39}{2} = 33,917 \text{ kN} \quad (4.2.2-3)$$

$$R_2 = s_k \cdot 6 \cdot \frac{5,39}{2} = 27,133 \text{ kN} \quad (4.2.2-4)$$



Zatížení sněhem v prostoru mezi loďmi 7 a 8 - NEXIS 32

4.2.3 Zatížení větrem

Zatížení větrem je určeno dle normy ČSN EN 1991-1-4 [14].

Rychlost a tlak větru

Rychlost větru

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

Součinitel směru větru

$$c_{dur} = 1,0$$

Součinitel ročního období

$$c_{season} = 1,0$$

Základní rychlost větru

$$v_b = c_{dur} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s} \quad (4.2.3-1)$$

Referenční výška 19,9m →

$$z_e = 19,9m$$

$$z_i = 19,9m \text{ (konzervativně)}$$

Kategorie terénu III.

$$z_0 = 0,3m$$

$$z = z_e = z_i = 19,9m \geq z_{min} = 5m$$

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{II,0}} \right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,5} \right)^{0,07} = 0,22 \quad (4.2.3-2)$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r = (z = 19,9m) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} = 0,22 \cdot \ln \frac{19,9}{0,3} = 0,923$$

(4.2.3-3)

Součinitel ortografie:

$$c_0(19,9m) = 1,0$$

Střední rychlost větru:

$$v_m(z = 19,9m) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,923 \cdot 1,0 \cdot 25 = 23 \text{ m/s}$$

(4.2.3-4)

Intenzita turbulence:

$$I_v(z = 19,9m) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \frac{19,9}{0,3}} = 0,238$$

(4.2.3-5)

Charakteristický maximální dynamický tlak:

$$q_p(z = 19,9m) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = [1 + 7 \cdot 0,238] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 23^2 = 881 \text{ N/m}^2$$

$$= 0,881 \text{ kN/m}^2$$

(4.2.3-6)

Sklon střechy je $6,3^\circ$ je tedy nutné posouzení jako střechy sedlové. Hodnoty součinitelů jsou převzaty z tabulky 7.4a a 7.4b normy ČSN EN 1991-1-4 [14]. Mezilehlé hodnoty jsou určeny lineární interpolací v rozmezí hodnot 5° - 15° .

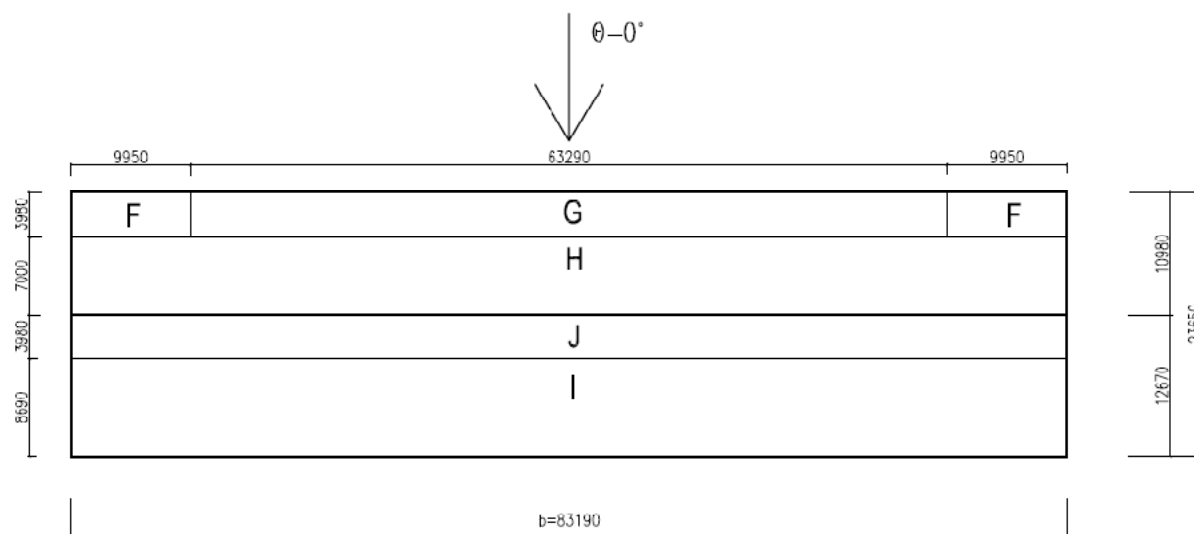
Podélný vítr ($\theta=0^\circ$)

$$F_{cpe10}^+ = 0,026 \quad G_{cpe10}^+ = 0,026 \quad H_{cpe10}^+ = 0,026 \quad I_{cpe10}^+ = -0,522$$

$$F_{cpe10}^- = -1,596 \quad G_{cpe10}^- = -1,148 \quad H_{cpe10}^- = -0,561 \quad I_{cpe10}^+ = -0,574$$

$$J_{cpe10}^+ = 0,044$$

$$J_{cpe10}^- = -0,522$$



Rozměry oblastí působení větru na střeše lodi regálové haly

$$C_{pi,10} = 0,2$$

$$C_{pi,10} = -0,3$$

$$w_k^{F-} = 0,881 \cdot (-1,596 - 0,2) = -1,582$$

$$w_k^{F-} = 0,881 \cdot (-1,596 + 0,3) = -1,142$$

$$w_k^{F+} = 0,881 \cdot (0,026 - 0,2) = -0,153$$

$$w_k^{F+} = 0,881 \cdot (0,026 + 0,3) = +0,287$$

$$w_k^{G-} = 0,881 \cdot (-1,148 - 0,2) = -1,188$$

$$w_k^{G-} = 0,881 \cdot (-1,148 + 0,3) = -0,747$$

$$w_k^{G+} = 0,881 \cdot (0,026 - 0,2) = -0,153$$

$$w_k^{G+} = 0,881 \cdot (0,026 + 0,3) = +0,287$$

$$w_k^{H-} = 0,881 \cdot (-0,561 - 0,2) = -0,670$$

$$w_k^{H-} = 0,881 \cdot (-0,561 + 0,3) = -0,230$$

$$w_k^{H+} = 0,881 \cdot (0,026 - 0,2) = -0,153$$

$$w_k^{H+} = 0,881 \cdot (0,026 + 0,3) = 0,287$$

$$w_k^{I-} = 0,881 \cdot (-0,574 - 0,2) = -0,682$$

$$w_k^{I-} = 0,881 \cdot (-0,574 + 0,3) = -0,241$$

$$w_k^{I+} = 0,881. (-0,522 - 0,2) = -0,636$$

$$w_k^{I+} = 0,881. (-0,522 + 0,3) = -0,196$$

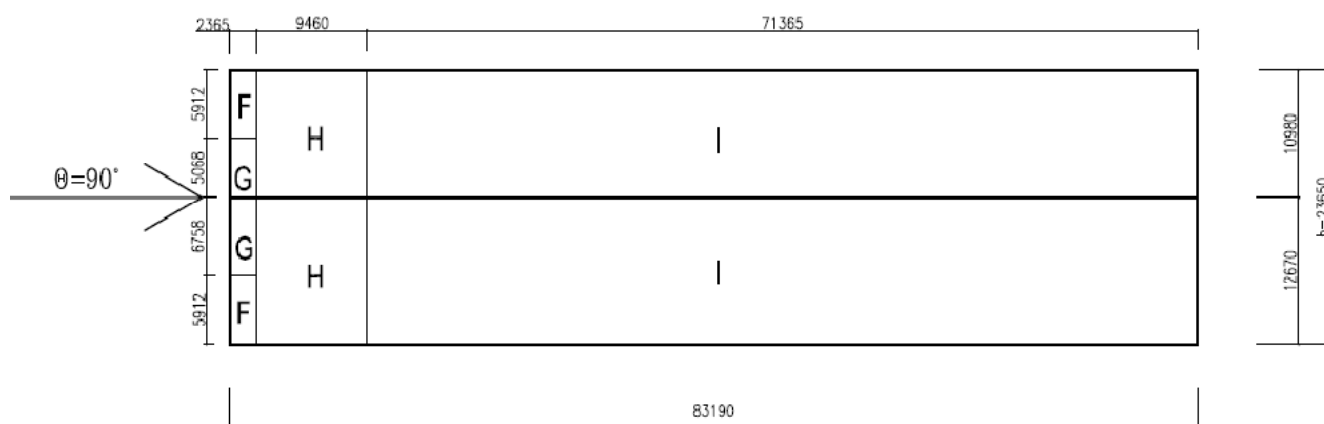
$$w_k^{J-} = 0,881. (-0,522 - 0,2) = -0,636$$

$$w_k^{J-} = 0,881. (-0,522 + 0,3) = -0,196$$

$$w_k^{J+} = 0,881. (0,044 - 0,2) = -0,137$$

$$w_k^{J+} = 0,881. (0,044 + 0,3) = -0,303$$

Podélný vítr ($\theta=90^\circ$)



Rozměry oblastí působení větru na střeše lodi regálové haly

$$F_{cpe10}^- = -1,561 \quad G_{cpe10}^- = -1,3 \quad H_{cpe10}^- = -0,687 \quad I_{cpe10}^- = -0,5287$$

$$C_{pi,10} = 0,2$$

$$w_k^{F-} = 0,881. (-1,561 - 0,2) = -1,551$$

$$w_k^{G-} = 0,881. (-1,3 - 0,2) = -1,321$$

$$w_k^{H-} = 0,881. (-0,687 - 0,2) = -0,781$$

$$w_k^{I-} = 0,881. (-0,587 - 0,2) = -0,693$$

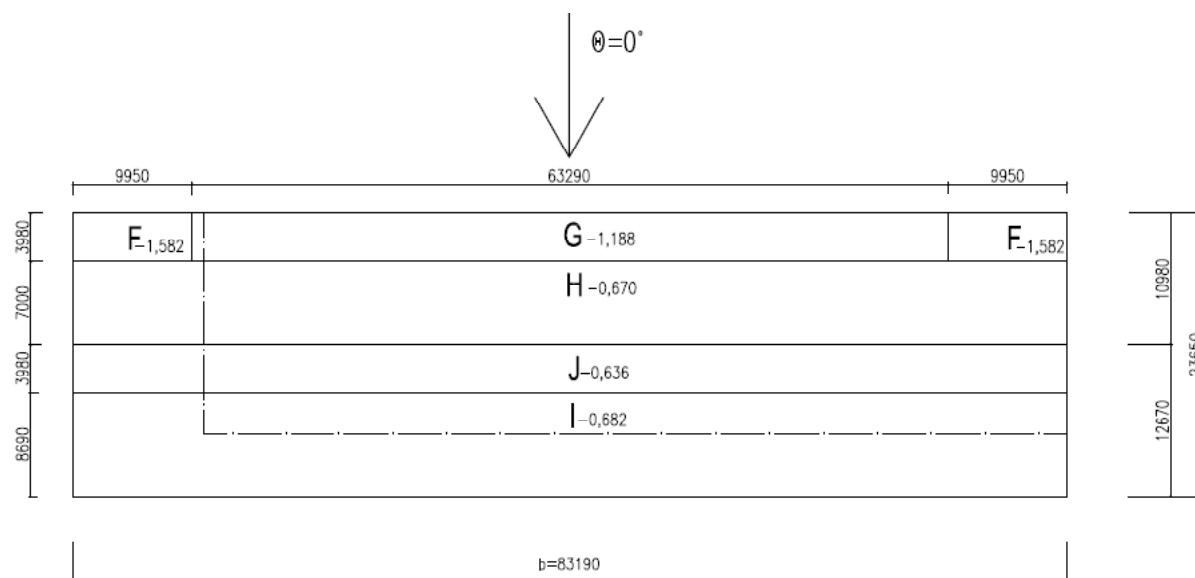
Kombinacemi jednotlivých vnitřních tlaků dostaneme pro příčný vítr 8 různých zatěžovacích stavů, pro podélný vítr 1 zatěžovací stav. Vzhledem k tomu, že posuzujeme

pouze část objektu, která je nesymetrická je nutné uvážit působení větru z jedné i druhé strany konstrukce. Tímto se počet zatěžovacích stavů od větru, rozroste na 18.

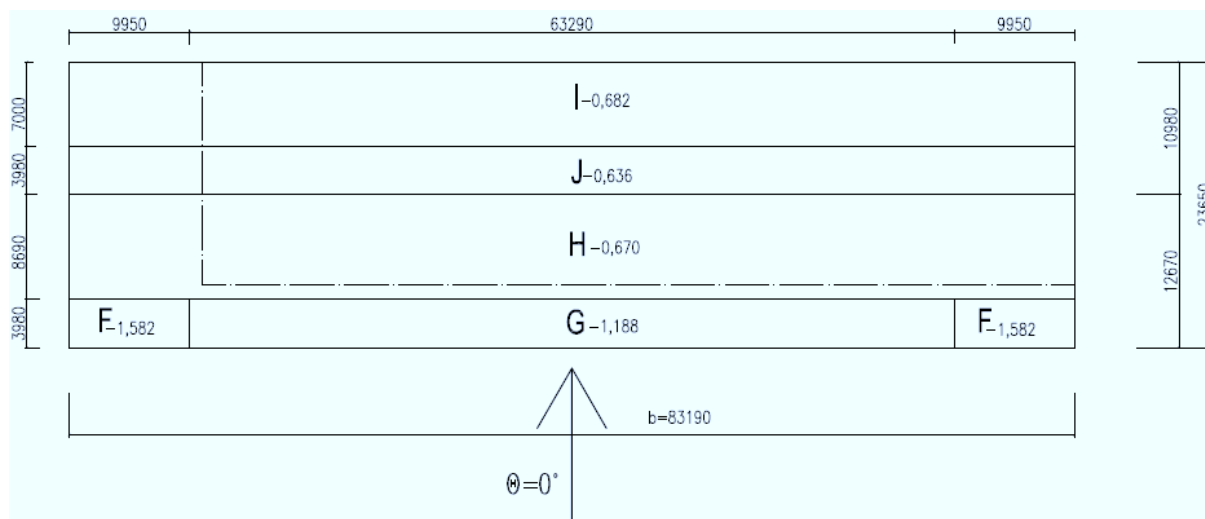
S přihlédnutím ke složitosti zadávání dat a množství zatěžovacích stavů, je proto nutné zatěžovací stavy redukovat a vyřadit ty, jež nebudou na konstrukci vyvozovat maximální účinky. Tento postup v žádném případě neovlivní relevantnost dosažených výsledků, jedná se pouze o postup zkracující dobu a složitost výpočtů.

Z 9 zatěžovacích stavů byly vybrány 3, jež vyvozují maximální vnitřní síly v konstrukci. Je však nutné zahrnout působení větru z obou stran posuzované konstrukce. Výsledných zatěžovacích stavů bude tedy 6. Za působení příčného větru byly vybrány stavy vyvolující maximální sání a maximální tlak. Podélný vítr obsahuje dva zatěžovací stavy.

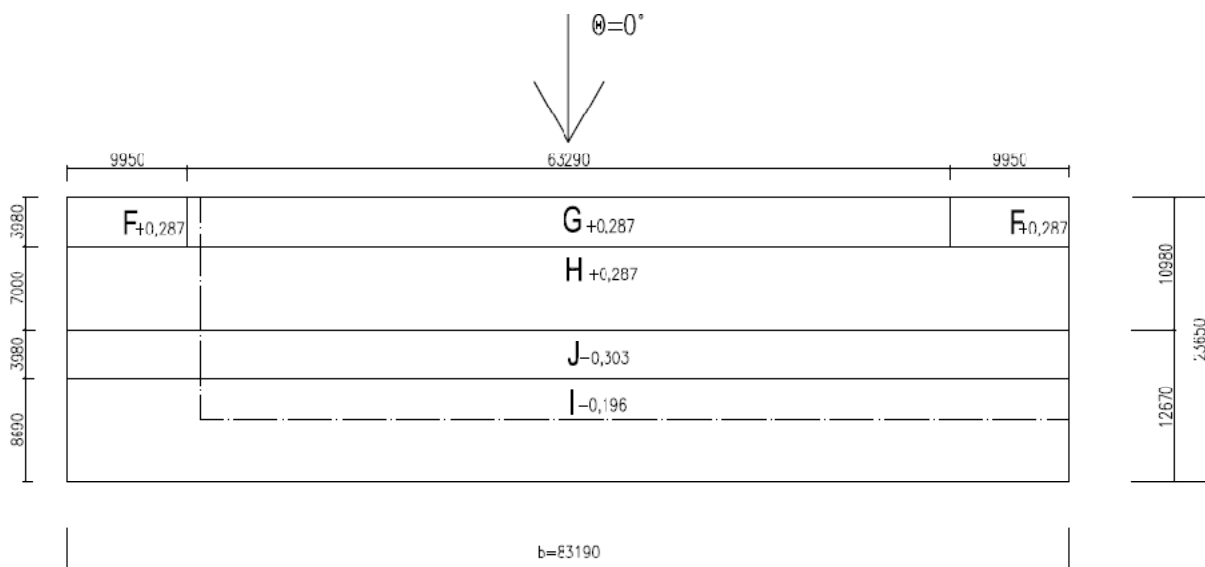
Následující schémata pro příčný vítr charakterizují zatížení na střešní plášť konstrukce.



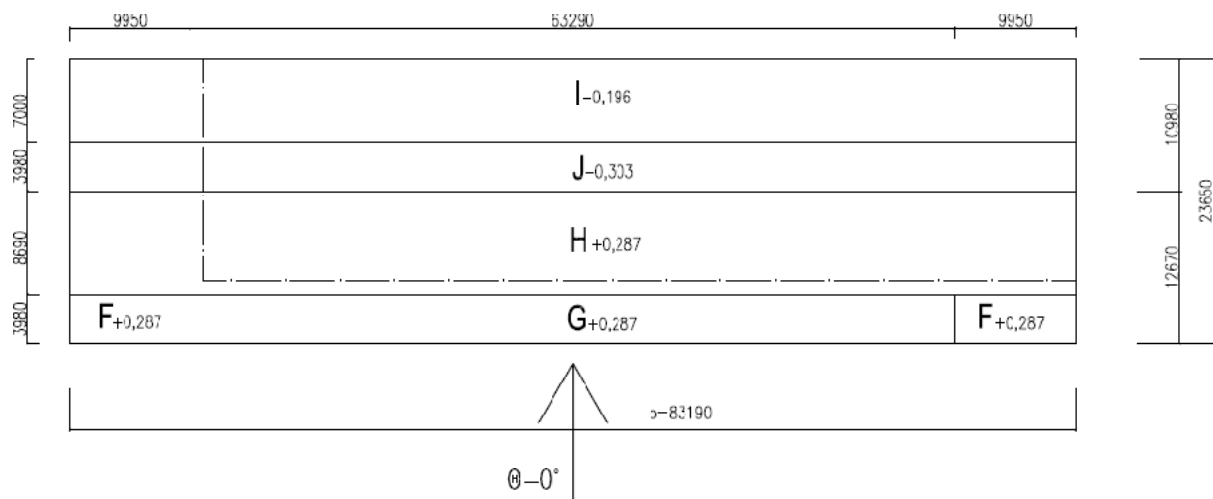
Největší sání působící na konstrukci - čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítr zprava)



Největší sání působící na konstrukci- čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítř zleva)

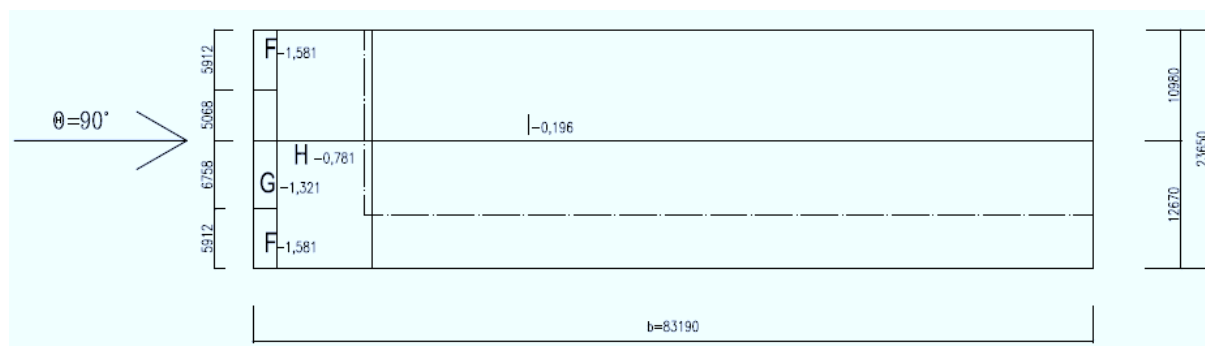


Největší tlak působící na konstrukci- čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítř zprava)

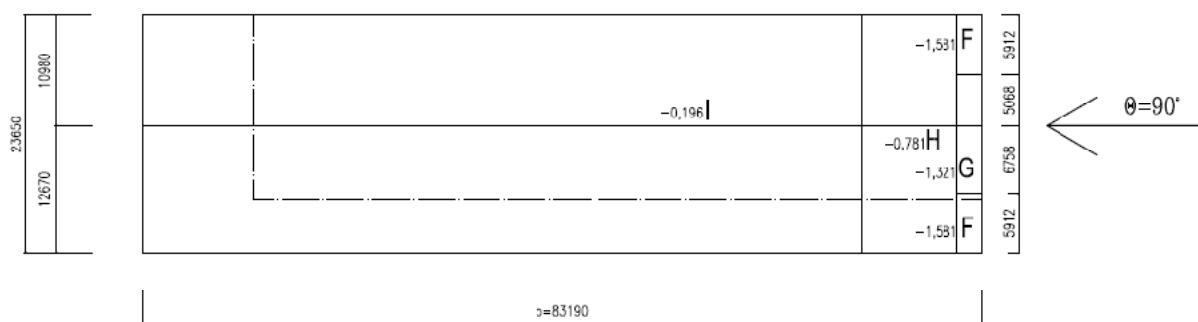


Největší tlak působící na konstrukci- čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítř zleva)

Zbývající dva zatěžovací schémata znázorňují podélný vítr a jeho působení na konstrukci.



Podélný vítr působící na konstrukci- čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítř zezadu)



Podélný vítr působící na konstrukci- čerchovaně je vyznačen rozsah 3D modelu (vítř zepředu)

Plošné zatížení je v tomto případě opět nutné převést na liniové zatížení, působící na prvky vaznic 3D modelu. Avšak, převod je díky proměnlivým složkám zatížení na působící ploše složitější. Pro určení velikosti složky liniového zatížení je v první řadě nutné určit průměrnou velikost plošného zatížení působící na zatěžovací oblasti vaznice. Ten bude určen váženým aritmetickým průměrem dle následujícího vztahu.

$$q_{\phi} = \frac{\sum q_i \cdot A_i + q_{i+1} \cdot A_{i+1} \dots + q_n \cdot A_n}{A_{oblasti}} \quad (4.2.3-7)$$

Je zjevné, že v tomto kroku výpočtu dochází k nepatrné chybě, avšak tato chyba má zanedbatelnou hodnotu, jež neovlivní relevantnost dosažených výsledků. Vzhledem k velikosti zatížení od účinků větru, které není zdaleka dominantním zatížením, se dopouštíme výpočetní chyby, která zanedbatelně zvětšuje vnitřní síly na konstrukci. To znamená, že se nacházíme na bezpečné straně návrhu.

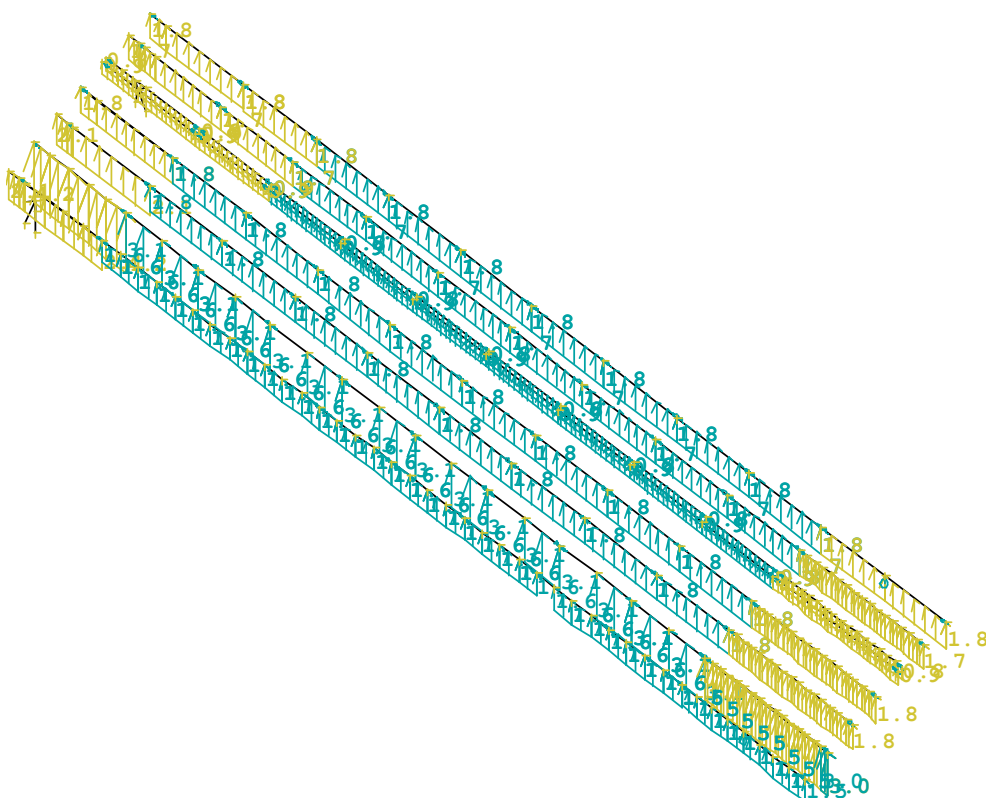
Pro ukázkou bude proveden výpočet pro krajní vaznici mezi první a druhou vazbou regálové haly délky 6,7 m tvořenou profilem U 200 (dle výkresové dokumentace nového stavu). Kalkulace je provedena pro příčný vítr a největší sání, za předpokladu větru foukajícího zprava (viz. Schéma).

$$q_{\phi} = \frac{\sum q_i \cdot A_i + q_{i+1} \cdot A_{i+1} \dots + q_n \cdot A_n}{A_{oblasti}} = \frac{-1,582 \cdot \left(1,36 \cdot \frac{2,625}{2}\right) - 1,188 \cdot \left(5,34 \cdot \frac{2,625}{2}\right)}{\left(6,7 \cdot \frac{2,625}{2}\right)} = -1,258 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.3-8)$$

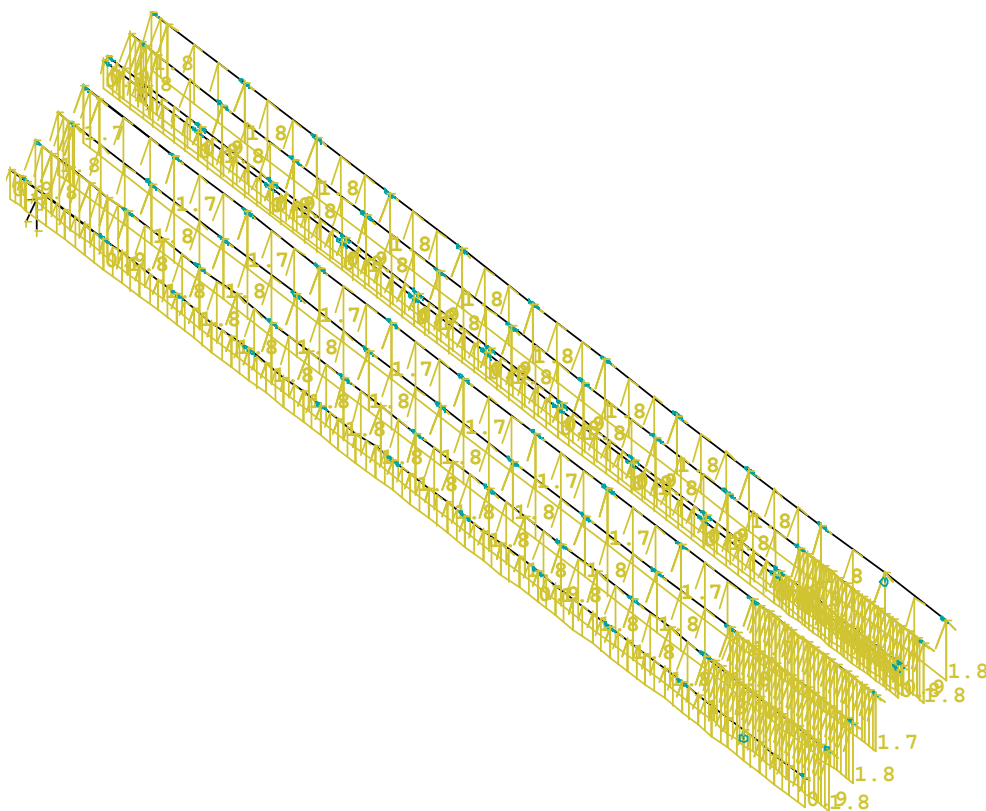
Liniové zatížení na vaznici je pak rovno průměrné hodnotě zatížení větrem násobené zatěžovací šířkou vaznice.

$$g_{k,liniové} = g_{\phi} \cdot l_{zatěžovací} = -1,268 \cdot \frac{2,625}{2} = -1,664 \text{ kN/m} \quad (4.2.3-9)$$

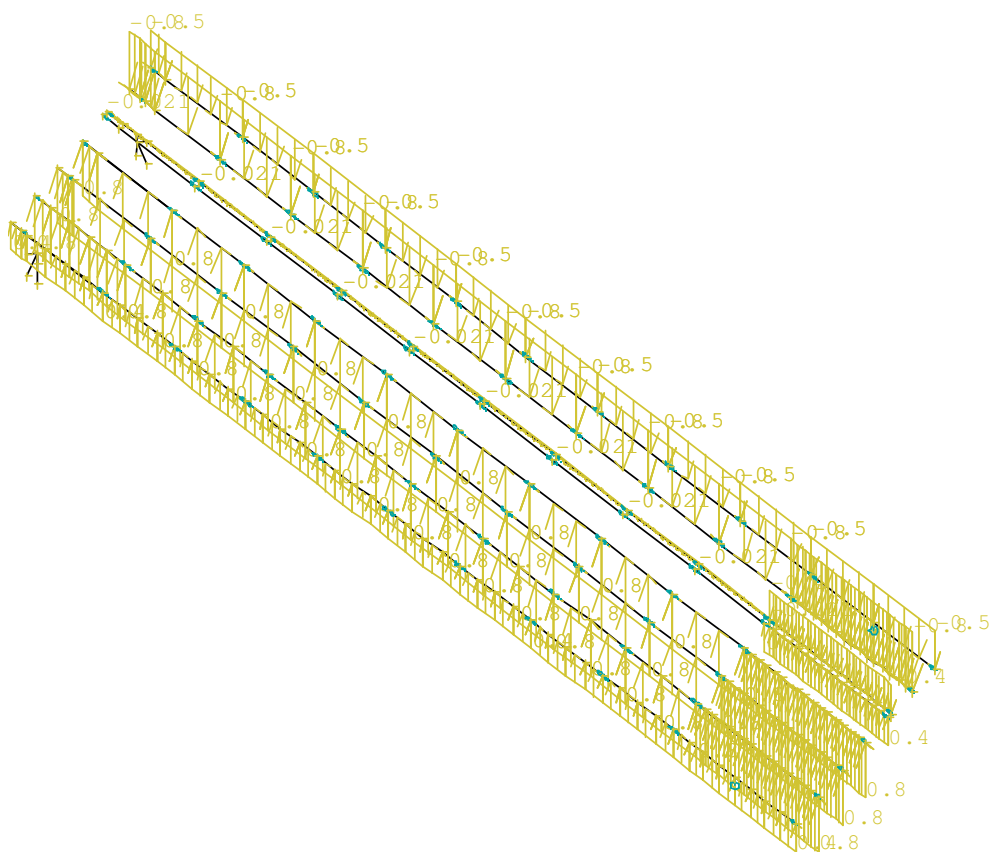
Pro přehlednost jsou vykreslena liniová zatížení pouze na prutových prvcích vaznic.



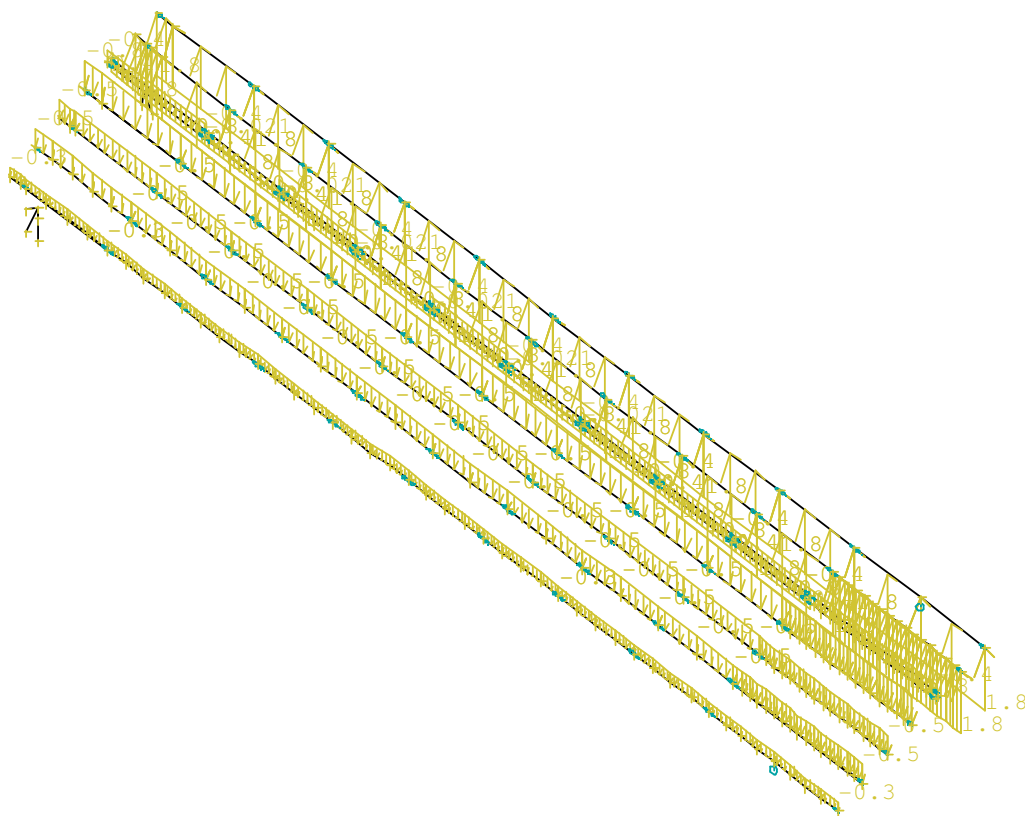
Příčný vítr sání, vítr působící zprava a zleva - NEXIS 32



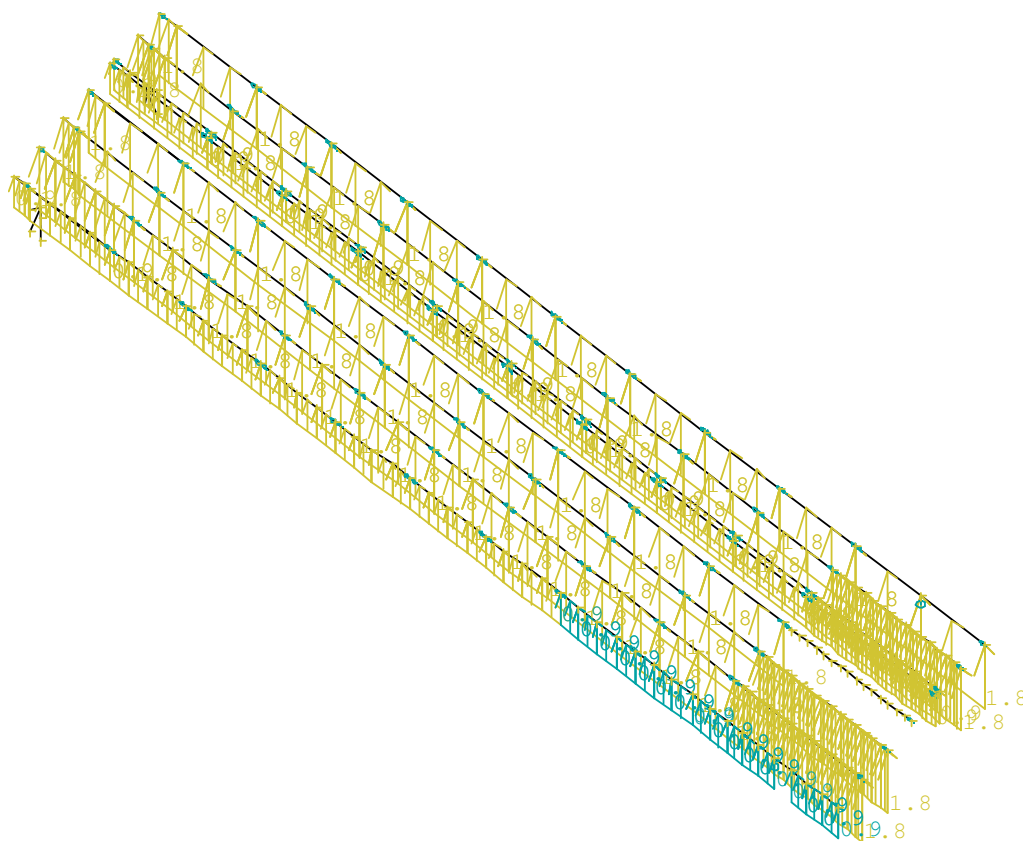
Příčný vítr tlak, vítr působící zprava - NEXIS 32



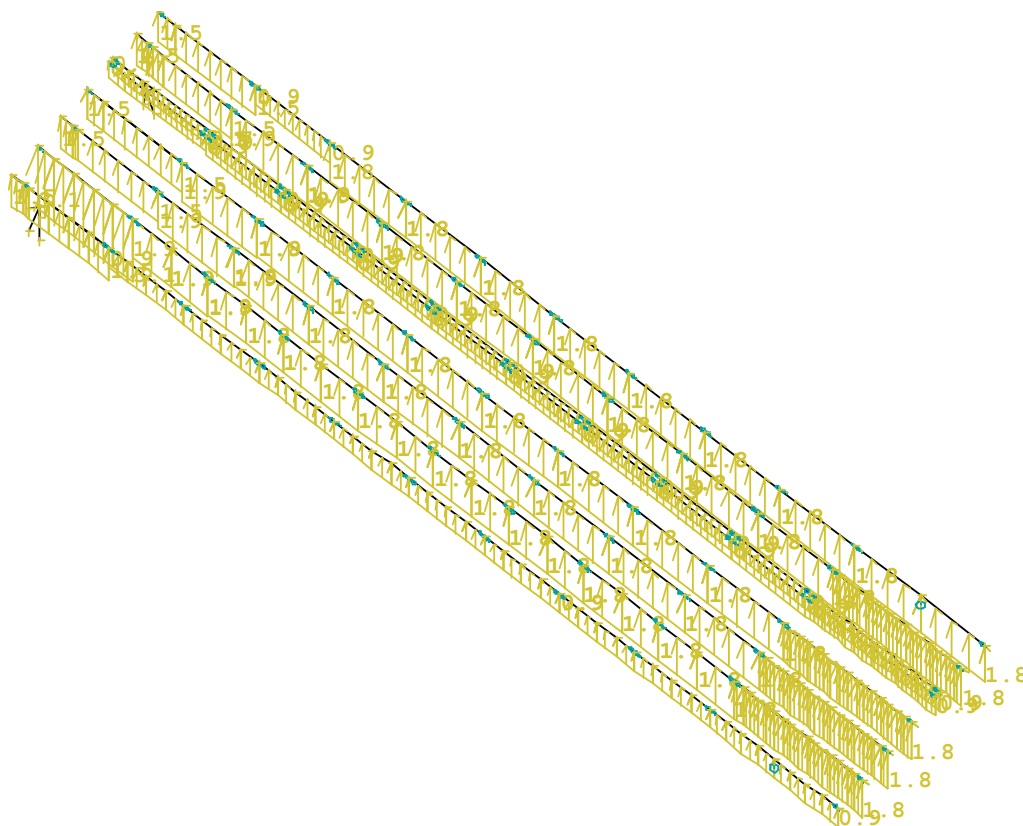
Příčný vítr tlak, vítr působící zprava - NEXIS 32



Příčný vítr tlak, vítr působící zleva - NEXIS 32



Podélný vítr tlak, vítr působící zezadu - NEXIS 32



Podélný vítr tlak, vítr působící zepředu - NEXIS 32

4.2.4 Vítr působící na čelo haly a stěnu v prostoru mezi loděmi 7 a 8

Tato zatížení budou sloučena v jednom zatěžovacím stavu, s příslušným zatížením větrem působící na střešní plášť. Plošné zatížení je převedeno na liniové násobením zatěžovací šířkou. Toto zatížení je umístěno na vnější líce sloupů, umístěných v čele haly a na vnějších lících sloupů v prostoru mezi loděmi 7 a 8. Pro výpočet tlaku byl použit postup dle normy ČSN EN 1991-1-4 [14].

Čelní stěna haly

Pro příčný vítr se součinitele tlaku určí následovně.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{24} = 0,813 \quad (4.2.4-1)$$

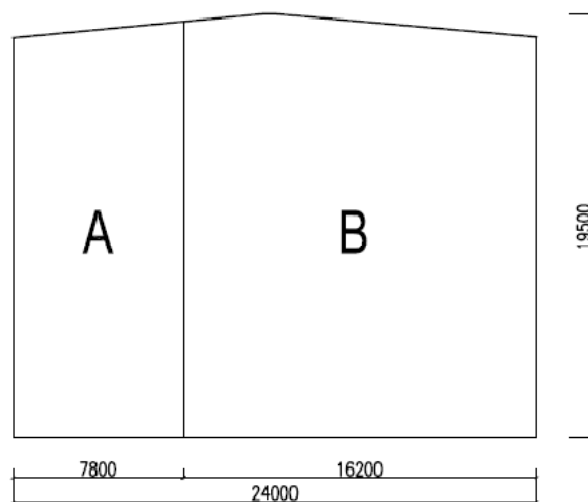
$$C_{pe,10,A} = -1,200$$

$$C_{pe,10,B} = -1,202$$

$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^A = 0,87 (-1,2 - 0,2) = -1,218 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-2)$$

$$w_k^B = 0,87 (-1,202 - 0,2) = -1,219 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-3)$$



Obrázek z normy ČSN EN 1991-1-4 [14]

Vzhledem k tomu, že vítr může působit zprava či zleva, mění se na konstrukci poloha oblastí A,B v závislosti na směru působení. Avšak s přihlédnutím k tomu, že tlaky působící

v obou oblastech jsou v podstatě shodné. Není nutné do výpočetního modelu zahrnovat oba tyto výpočetní stavy.

Při posouzení účinků podélného větru je rozhodující, zda se posuzovaná stěna nachází na návětrné, či závětrné straně objektu. Posouzení dle ČSN EN 1991-1-4 je následující.

Návětrná strana konstrukce:

$$\frac{2h}{b} = \frac{19,5}{83,190} = 0,234 \quad (4.2.4-4)$$

$$C_{pe,10,D} = +0,7$$

$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^D = 0,87 (0,7 - 0,2) = 0,435 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-5)$$

Závětrná strana konstrukce:

$$\frac{2h}{b} = \frac{19,5}{83,190} = 0,234 \quad (4.2.4-6)$$

$$C_{pe,10,E} = -0,3$$

$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^E = 0,87 (-0,3 - 0,2) = -0,435 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-7)$$

Stěna v prostoru mezi lod'mi 7 a 8

Při posouzení účinků příčného větru je rozhodující, zda se posuzovaná stěna nachází na návětrné, či závětrné straně objektu. Posouzení dle ČSN EN 1991-1-4 je následující.

Návětrná strana konstrukce:

$$\frac{2h}{b} = \frac{19,5}{24} = 0,813 \quad (4.2.4-8)$$

$$C_{pe,10,D} = +0,756$$

$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^D = 0,87 (0,756 - 0,2) = 0,484 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-9)$$

Závětrná strana konstrukce:

$$\frac{2h}{b} = \frac{19,5}{24} = 0,813 \quad (4.2.4-10)$$

$$C_{pe,10,E} = -0,413$$

$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^E = 0,87 (-0,413 - 0,2) = -0,533 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-11)$$

Pro podélný vítr se součinitele tlaku určí následovně.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{83,190} = 0,234 \quad (4.2.4-12)$$

$$C_{pe,10,A} = -1,200$$

$$C_{pe,10,B} = -0,800$$

$$C_{pe,10,C} = -0,500$$

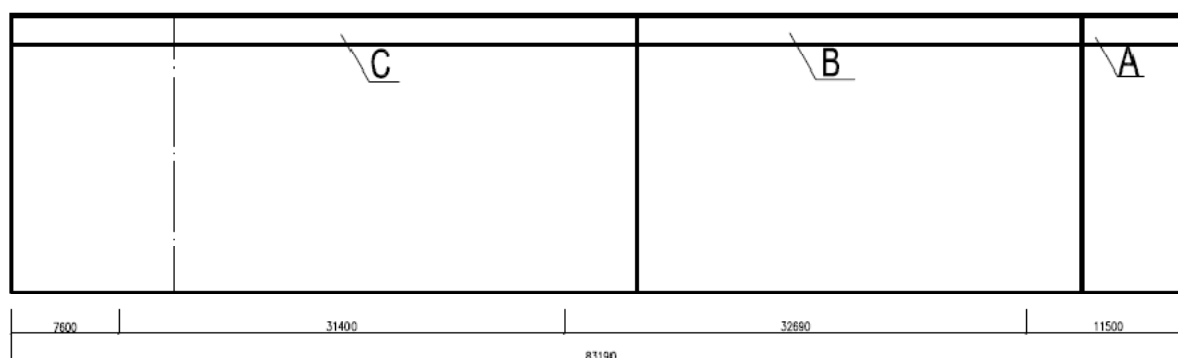
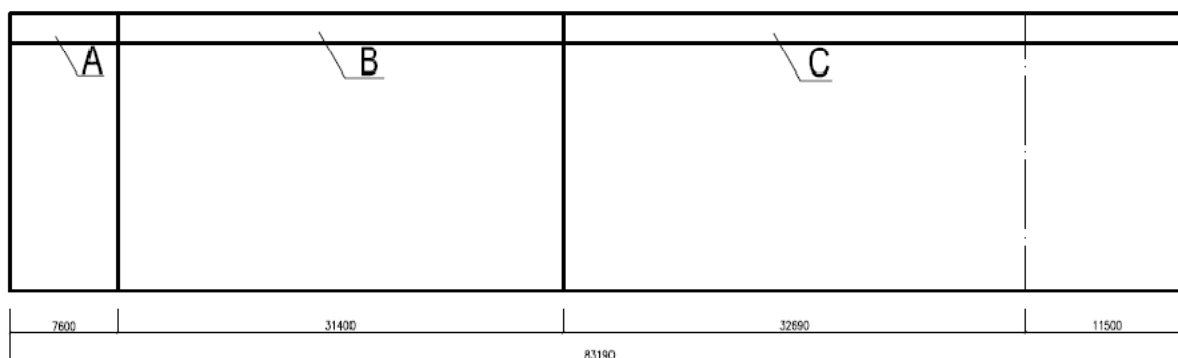
$$C_{pi} = 0,2$$

$$w_k^A = 0,87 (-1,2 - 0,2) = -1,218 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-13)$$

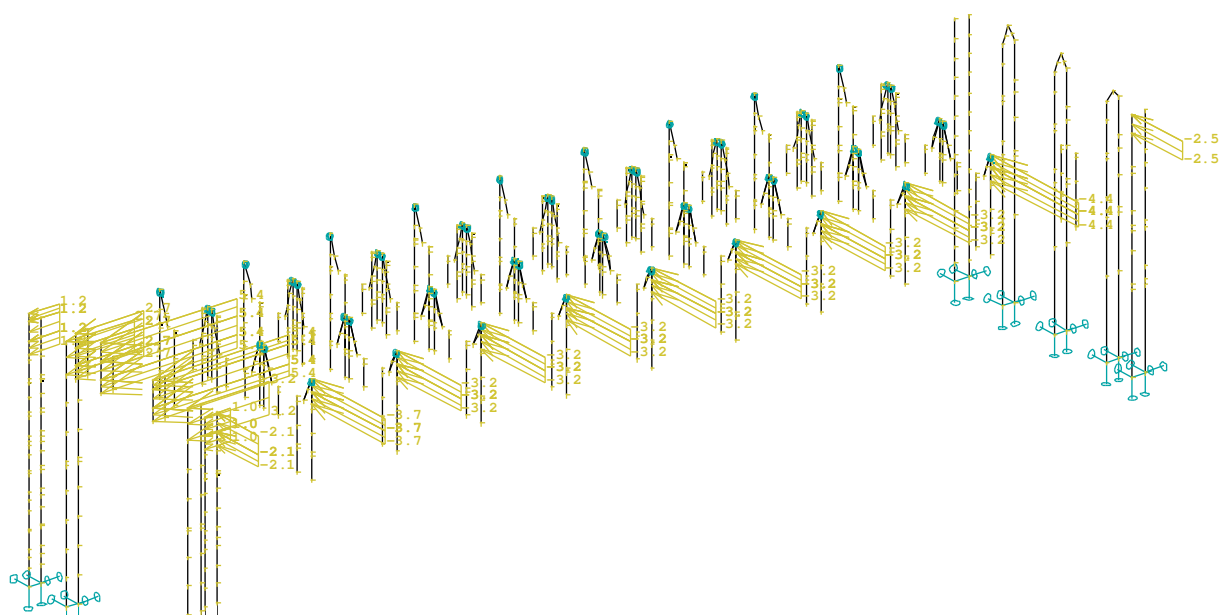
$$w_k^B = 0,87 (-0,8 - 0,2) = -0,87 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-14)$$

$$w_k^C = 0,87 (-0,5 - 0,2) = -0,609 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2.4-15)$$

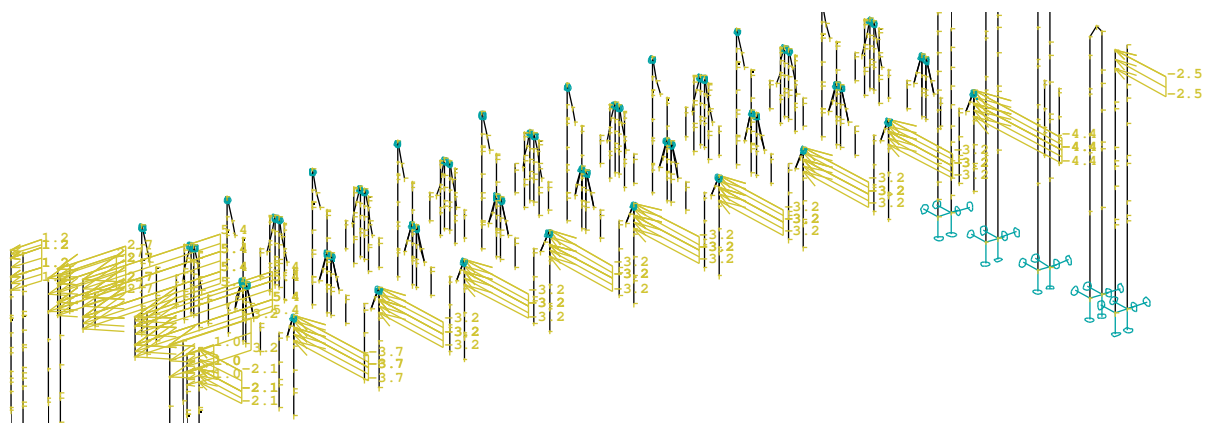
Vzhledem k tomu, že jednotlivé tlaky větru se tentokrát nezanedbatelně liší, je nutné zahrnout oboustranné působení větru. Zatěžovací stavy budou v tomto případě připojeny k působení větru na střešní plášť, aby bylo zajištěno korektní kombinování zatěžovacích stavů.



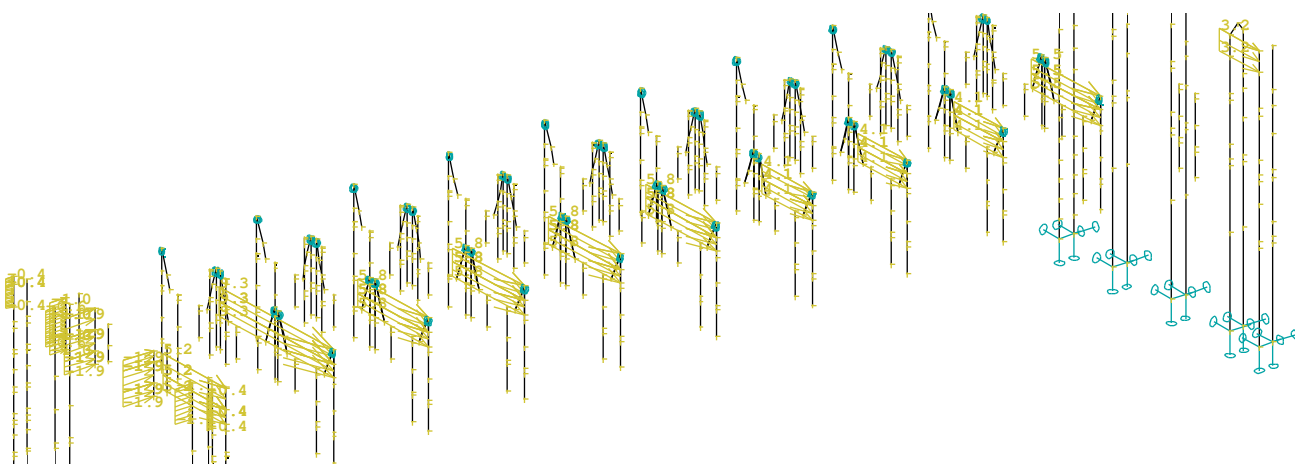
Oblasti působení podélného větru na obvodový plášť – ilustrační obrázek



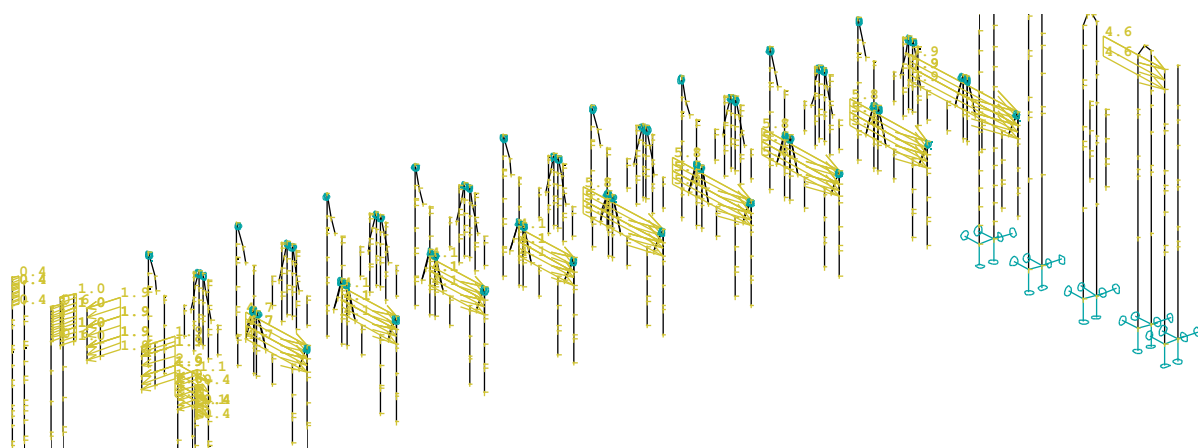
Umístění liniových břemen na licích sloupů, příčný vítr Zprava – NEXIS 32



Umístění liniových břemen na licích sloupů, příčný vítr Zleva – NEXIS 32



Umístění liniových břemen na licích sloupů, podélný vítr Zepředu – NEXIS 32



Umístění liniových břemen na licích sloupů, podélný vítr Zezadu – NEXIS 32

4.2.5 Zatížení větrem na střechu v prostoru mezi lod'mi 7 a 8

Vzhledem k rozdílu výšek střešních rovin, kdy přístřešek je snížen o ~2,5 m, a vzhledem k tomu, že přístřešek má menší sklon střešních rovin (5°), bude mít zatížení větrem především charakter sání (vznikne-li na konstrukci tlak, v konečném váženém průměru se jistě neprojeví), který posuzovanou konstrukci sloupů odlehčuje. Zatížení větrem v prostoru mezi lod'mi 7 a 8 tedy není nutné uvažovat. Jeho zahrnutí do výpočetního modelu by pouze prodloužilo délku výpočtu.

4.3 Zatížení haly mostovým jeřábem nosnosti 8t

Zatížení mostovým jeřábem tvoří na posuzované konstrukci dominantní složku zatížení. Studií proveditelnosti bylo posouzeno největší možné uvolnění půdorysné plochy pro působení jeřábové dráhy. Přesah jeřábové dráhy do předního traktu lodi č. 8 je proveden s ohledem na překrytí manipulačních ploch jeřábu v předním traktu lodi č.8.

Parametry jeřábové dráhy jsou určeny na základě požadavků investora, z technických listů firmy Jass [10] a stavebních tabulek.

4.3.1 Parametry mostového jeřábu

-nosnost	8 t
-rozpětí	$L=11,36$ m
-rozvor kol	$a=3,0$ m
-hmotnost jeřábu bez kočky	3,745 t
-tlak kola jeřábu bez kočky	$Q_{c,k} = \frac{37,49}{4} = 9,363$ kN
-hmotnost kočky	755 kg
-dojezdová vzdálenost kočky	1,05 m
-kola mostového jeřábu mají pohon jednotlivých kol, vedení pomocí nákolků, kombinace kol IFF (dle ČSN EN 1991-3) [15]	
-bezстыková kolejnice, připojená pomocí příložek a příchytů	

- rychlost zdvihu $v_h = 0,17 \text{ m/s}$
- dílenský jeřáb, kategorie zdvihadcích zařízení HC3, kategorie S3 (dle ČSN EN 1991-3, příloha B) [15]

4.3.2 Zatížení od jeřábu

Je určeno na základě normy ČSN EN 1991-3 [15] Zatížení od jeřábů a strojního vybavení.

Dynamické součinitele

Dynamické součinitele jsou určeny dle ČSN EN 1991-3 tabulky 2.1-2.5. [15]

$$\varphi_{1,max} = 1,1; \varphi_{1,min} = 0,9; \varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_h = 1,15 + 0,51 \cdot 0,17 = 1,24 \text{ (pro HC3)}$$

$$\varphi_3 = 1,0 \text{ (pro háky); } \varphi_4 = 1,0 \text{ (při dodržení tolerance koleje); } \varphi_5 = 1,5$$

4.3.2.1 Zatížení kladkostroje

Tíha kočky a břemene $= 7,55 + 80 = 87,55 \text{ kN}$

$$\text{Na více zatíženou větev: } \Sigma Q_{h,max} = \frac{87,55 \cdot 10,31}{11,36} = 79,458 \text{ kN} \quad (4.3.2.1-1)$$

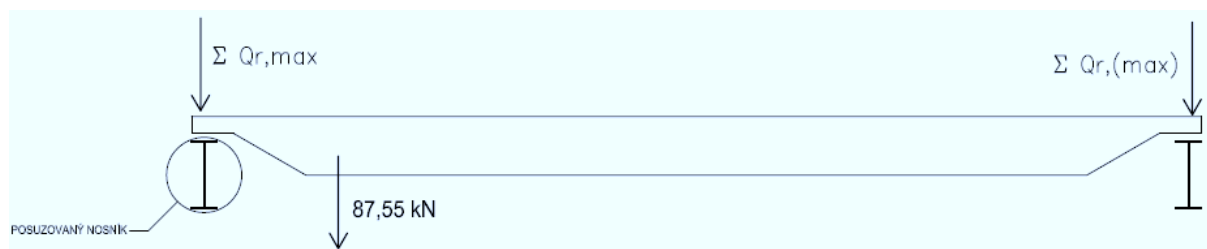
$$\text{Na jedno kolo: } Q_{h,max} = \frac{79,458}{2} = 39,729 \text{ kN} \quad (4.3.2.1-2)$$

Tíha samotné kočky $= 7,55 \text{ kN}$

$$\text{Na méně zatíženou větev: } \Sigma Q_{h,min} = \frac{7,55 \cdot 1,05}{11,36} = 0,698 \text{ kN} \quad (4.3.2.1-3)$$

Svislé síly celkem:

A) Maximální zatížení (tíha břemene je rovna nosnosti jeřábu)



Maximální zatížení na větev jeřábové dráhy-Schéma

Maximální zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\Sigma Q_{r,max} = 2 \cdot Q_{c,k} + \Sigma Q_{h,max} = 2,9,363 + 79,458 = 98,184 \text{ kN} \quad (4.3.2.1-4)$$

Doprovodné zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,(max)} &= 2 \cdot Q_{c,k} + (\text{kočka} + \text{břmeno} - \Sigma Q_{h,max}) = 2,9,363 + (87,55 - 79,458) = \\ &= 26,818 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.3.2.1-5)$$

B) Minimální zatížení (tíha břemene je rovna nosnosti jeřábu)



Minimální zatížení na větev jeřábové dráhy-Schéma

Minimální zatížení vyvolané nezatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\Sigma Q_{r,min} = 2 \cdot Q_{c,k} + \Sigma Q_{h,min} = 2,9,363 + 0,698 = 19,424 \text{ kN} \quad (4.3.2.1-6)$$

Doprovodné zatížení vyvolané nezatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

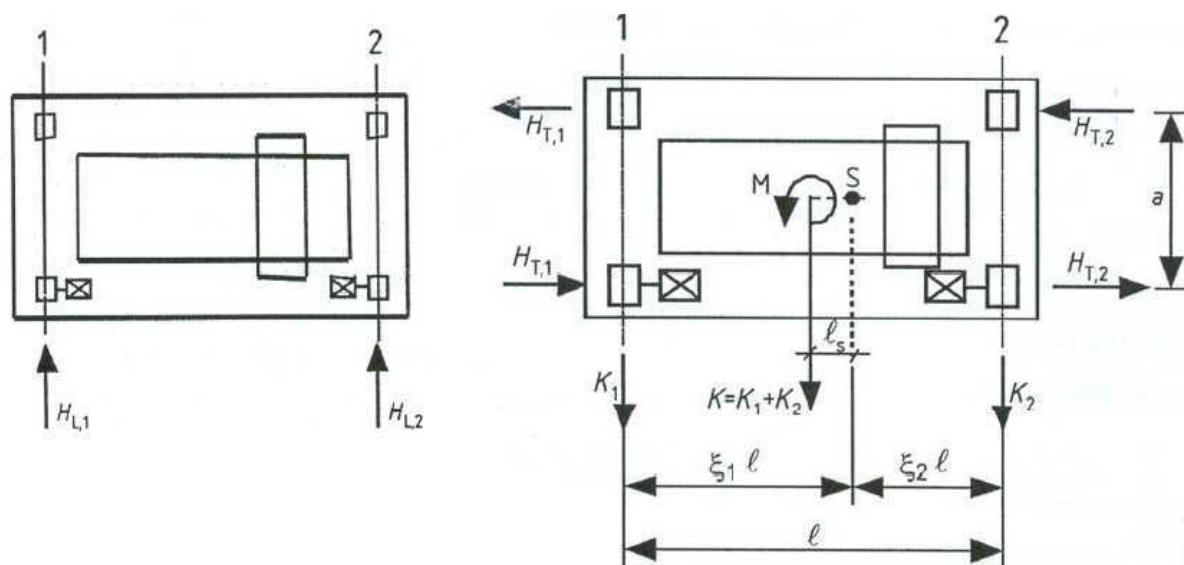
$$\Sigma Q_{r,(min)} = 2 \cdot Q_{c,k} + (\text{kočka} - \Sigma Q_{h,min}) = 2,9,363 + (7,55 - 0,698) =$$

$$= 25,578 \text{ kN}$$

(4.3.2.1-7)

Dle ČSN EN 1991-3 tabulky 2.2 [15], kde jsou uvedeny skupiny zatížení a dynamických součinitelů uvažovaných jako jedno charakteristické zatížení od jeřábu, budou rozhodující skupiny 1,4,5. Ostatní skupiny nebudou rozhodovat.

4.3.2.2 Vodorovné síly od zrychlení a zpomalení mostového jeřábu H_L , H_T



Ilustrační obrázek z normy ČSN EN 1991-3 zrychlení a zpomalení mostového jeřábu [15]

Hnací síla K : (bude získána výpočtem)

Pro dvě hnaná kola, je vztah určen vzorcem:

$$K = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,min} = 0,2 \cdot 2 \cdot \frac{19,424}{2} = 3,885 \text{ kN} \quad (4.3.2.2-1)$$

Síly v podélném směru H_L :

Síly, jež jsou způsobeny zrychlením nebo zpomalením jeřábové konstrukce, jsou výsledkem působení hnací síly na styčné ploše mezi kolejnicí a hnacím kolem.

$$H_{l,k} = \varphi_5 K \frac{1}{n_r} = 1,5 \cdot 3,885 \cdot \frac{1}{2} = 2,914 \text{ kN} \quad (4.3.2.2-2)$$

Síly v příčném směru H_T :

Moment M , který vzniká při působení hnací síly, má mít působiště v těžišti. Je udržován v rovnováze příčnými vodorovnými zatíženími $H_{T,1}$ a $H_{T,2}$.

$$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r,(max)}} = \frac{98,184}{98,184 + 26,818} = 0,785 \quad (4.3.2.2-3)$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,785 = 0,215 \quad (4.3.2.2-4)$$

$$l_s = (\xi_1 - 0,5)l = (0,785 - 0,5) \cdot 11,36 = 3,238 \text{ m} \quad (4.3.2.2-5)$$

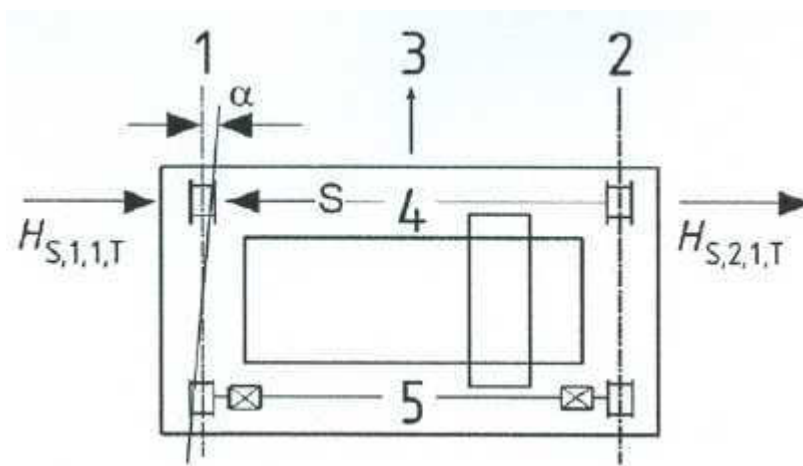
$$M = K \cdot l_s = 3,885 \cdot 3,238 = 12,578 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.3.2.2-6)$$

$$H_{T,1,k} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \cdot 0,215 \cdot \frac{12,578}{3} = 1,352 \text{ kN} \quad (4.3.2.2-7)$$

$$H_{T,2,k} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \cdot 0,785 \cdot \frac{12,578}{3} = 4,937 \text{ kN} \quad (4.3.2.2-8)$$

4.3.2.3 Vodorovné síly H_s a síla na vedení S od příčnění mostového jeřábu

Při příčnění jeřábu vznikají značné síly, které je možné eliminovat speciálními technologiemi, jež zabraňují příčnění mostu jeřábu. Jedná se o čidla řídící hnací sílu na jednotlivá kola. Hnací síla je upravována tak, aby nedocházelo k příčnění mostu jeřábu. Vzhledem k vysokému využití nosných sloupů haly bylo ve studii proveditelnosti navrženo použití právě této technologie, aby sloupy a ztužidla nebyly vodorovně namáhány. Zda bude nutné tuto technologii použít, se vyhodnotí v dalších krocích výpočtu.



Ilustrační obrázek z normy ČSN EN 1991-3 příčení mostového jeřábu s vedením pomocí nákoků kol [15]

Úhel přičení α , součinitel reakcí při přičení:

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad} \quad (4.3.2.3-1)$$

Dle tabulky 2.7 v normě ČSN EN 1991-3 [15] jsou minimální hodnoty jednotlivých součinitelů α , ty jsou $\alpha_F=10\text{mm}$ pro nákolky kol a $\alpha_V=65\text{mm}$ pro kolejnici JK 65.

$$\alpha = \frac{0,75x}{a} + \frac{y}{a} + 0,001 = \frac{0,01}{3} + \frac{0,1 \cdot 0,065}{3} + 0,001 = 0,0055 \text{ rad} \leq 0,015 \text{ rad}$$

(4.3.2.3-2)

Součinitel reakcí při přícení:

$$f = 0,3(1 - e^{-250\alpha}) \leq 0,3 \quad (4.3.23-3)$$

$$f = 0,3(1 - e^{-250 \cdot 0,0055}) = 0,224 \leq 0,3 \quad (4.3.2.3-4)$$

Vzdálenost h:

Jednotlivá kola mostového jeřábu nejsou spojena, pracují nezávisle na sobě. Počet spojených dvojic kol je tedy $m=0$.

$$e_1 = 0$$

$$e_2 = 3\,m$$

Vzdálenost h je dle tabulky 2.8 normy ČSN EN 1991-3 pro nezávislé dvojice kol IFF udávána následujícím vztahem.

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \Sigma a_j^2}{\Sigma e_j} = \frac{0 + 3^2}{3} = 3m \text{ (což je vzdálenost kol)}$$

(4.3.2.3-5)

Součinitele sil λ :

-počet dvojic kol $n=2$

1. dvojice kol $e_1=0m$

2. dvojice kol $e_2=3m$

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\Sigma e_j}{n h} = 1 - \frac{2}{2 \cdot 3} = 0,5 \quad (4.3.2.3-6)$$

$$\lambda_{s,1,1,L} = \lambda_{s,1,2,L} = 0 \quad (4.3.2.3-7)$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,215}{2} \left(1 - \frac{0}{3}\right) = 0,108 \quad (4.3.2.3-8)$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,215}{2} \left(1 - \frac{3}{3}\right) = 0 \quad (4.3.2.3-9)$$

$$\lambda_{s,1,2,L} = \lambda_{s,2,2,L} = 0 \quad (4.3.2.3-10)$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,785}{2} \left(1 - \frac{0}{3}\right) = 0,393 \quad (4.3.2.3-11)$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,785}{2} \left(1 - \frac{3}{3}\right) = 0 \quad (4.3.2.3-12)$$

Výpočet sil:

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r,(max)} = 98,184 + 26,818 = 125,002 \text{ kN} \quad (4.3.2.3-13)$$

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \Sigma Q_r = 0,224 \cdot 0,5 \cdot 125,002 = 14,000 \text{ kN} \quad (4.3.2.3-14)$$

$$H_{s,1,1,L} = f \cdot \lambda_{s,1,1,L} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-15)$$

$$H_{s,1,2,L} = f \cdot \lambda_{s,1,2,L} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-16)$$

$$H_{s,2,1,L} = f \cdot \lambda_{s,2,1,L} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-17)$$

$$H_{s,2,2,L} = f \cdot \lambda_{s,2,2,L} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-18)$$

$$H_{s,1,1,T} = f \cdot \lambda_{s,1,1,T} \cdot \Sigma Q_r = 0,224 \cdot 0,108 \cdot 125,002 = 3,024 \text{ kN} \quad (4.3.2.3-19)$$

$$H_{s,2,1,T} = f \cdot \lambda_{s,2,1,T} \cdot \Sigma Q_r = 0,224 \cdot 0,393 \cdot 125,002 = 11,004 \text{ kN} \quad (4.3.2.3-20)$$

$$H_{s,1,2,T} = f \cdot \lambda_{s,1,2,T} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-21)$$

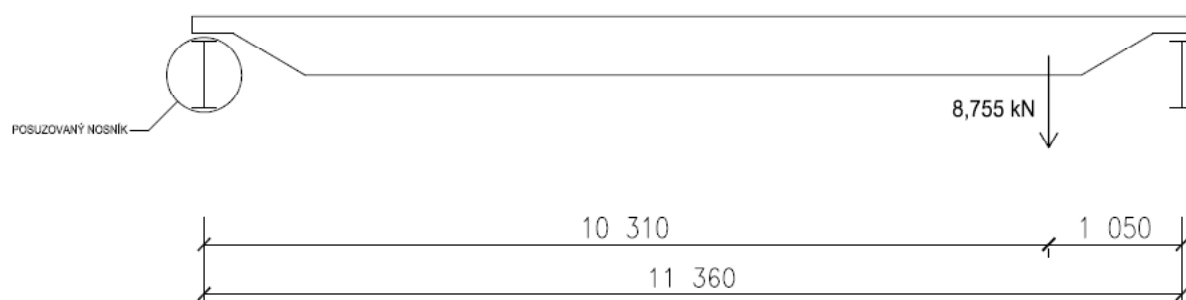
$$H_{s,2,2,T} = f \cdot \lambda_{s,2,2,T} \cdot \Sigma Q_r = 0 \quad (4.3.2.3-22)$$

4.3.2.4 Vodorovné síly H_{T3} od zrychlení a zpomalení kočky

Toto zatížení dle normy ČSN EN 1991-3 [15] představuje sílu na nárazníky od pohybu kočky. Toto zatížení je vyjádřeno 10% zatížení kladkostroje Q_H .

$$H_{T3} = 0,1(\text{břemeno} + \text{kočka}) = 0,1 (80 + 7,55) = 8,755 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-1)$$

Rozdělení na jednotlivá kola mostového jeřábu je provedeno s ohledem na polohu zatížení kladkostroje.



Schéma

$$H_{T,3,1,k} = \frac{8,755}{2} \cdot \frac{10,31}{11,36} = 3,973 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-2)$$

$$H_{T,3,2,k} = \frac{8,755}{2} \cdot \frac{1,05}{11,36} = 0,405 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-3)$$

4.3.2.5 Rekapitulace zatížení jeřábové dráhy

Skupina zatížení 1:

Svislé zatížení $Q_{r,k} = \varphi_1 \cdot Q_{h,k} = 1,139,729 = 43,702 \text{ kN}$ (4.3.2.4-4)

$$Q_{r,d} = \gamma_{g,sup} \cdot \varphi_1 \cdot Q_{h,k} = 1,35 \cdot 1,139,729 = 58,998 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-5)$$

Vodorovné příčné zatížení $H_{T,2,k} = 4,937 \text{ kN}$ (největší H_T)

$$H_{T,2,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{T,2,k} = 6,665 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-6)$$

Vodorovné podélné zatížení $H_{L,k} = 2,914 \text{ kN}$ (4.3.2.4-7)

$$H_{L,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{L,k} = 1,35 \cdot 2,914 = 3,914 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-8)$$



Skupina zatížení 1. Schéma zatížení

Skupina zatížení 4:

Svislé zatížení

$$Q_{r,k} = \varphi_4 \cdot Q_{h,k} = 1,0 \cdot 39,729 = 39,702 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-9)$$

$$Q_{r,d} = \gamma_{g,sup} \cdot \varphi_4 \cdot Q_{H,k} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 39,729 = 53,648 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-10)$$

Vodorovné příčné zatížení

$$H_{S,k} = H_{S,2,1,T} = 11,004 \text{ kN}$$

$$H_{S,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{S,2,1,T} = 1,35 \cdot 11,004 = 14,885 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-11)$$



Skupina zatížení 4. Schéma zatížení

Skupina zatížení 5:

Svislé zatížení

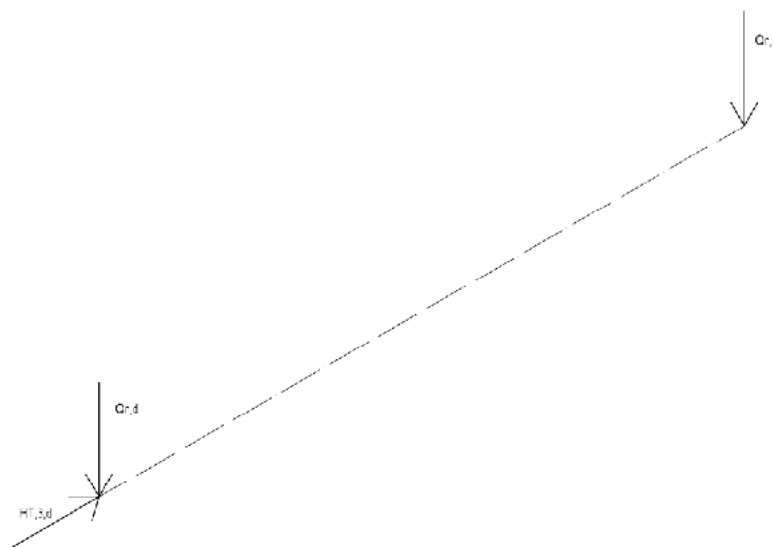
$$Q_{r,k} = \varphi_4 \cdot Q_{h,k} = 1,0 \cdot 39,729 = 39,702 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-12)$$

$$Q_{r,d} = \gamma_{g,sup} \cdot \varphi_4 \cdot Q_{H,k} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 39,729 = 53,648 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-13)$$

Vodorovné příčné zatížení

$$H_{T,3,k} = H_{T,3,1,k} = 3,973 \text{ kN}$$

$$H_{T,3,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{T,3,1,k} = 1,35 \cdot 3,973 = 5,364 \text{ kN} \quad (4.3.2.4-14)$$



Skupina zatížení 5. Schéma zatížení

4.3.3 Umístění a účinky zatížení jeřábem na konstrukci haly

Vzhledem k dominantnímu působení zatížení od jeřábu na sloupový a ztužidlový systém haly. Je nutné exaktní umístění účinků jeřábu na nosník jeřábové dráhy v místech, kde vyvolá nejextrémnější účinky zatížení. Rovněž je nutné uvážit, že poloha kočky jeřábu se může nacházet v poloze maximálního dojezdu jak u pravé, tak u levé sloupové řady. Vzhledem k tomu, že konstrukce není symetrická nelze tyto účinky pominout a je nutné zahrnout všechny možné zatěžovací stavy.

Zatěžovací stavy jsou následující.

1. Skupina zatížení- Dominantní svislá složka zatížení + zrychlení mostu jeřábu

Maximální zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy.

$$\Sigma Q_{r,max} = 2 \cdot \varphi_1 Q_{c,k} + \Sigma Q_{h,max} = 2 \cdot 1,19,363 + 2 \cdot 43,702 = 108,03 \text{ kN} \quad (4.3.3.-1)$$

Doprovodné zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,(max)} &= 2 \cdot Q_{c,k} + (\text{kočka} + \text{břmeno} - \Sigma Q_{h,max}) = 2 \cdot 9,363 + (87,55 \cdot 1,1 - 2 \cdot 43,702) \\ &= 29,450 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.3.3.-2)$$

$$H_{T1} = 1,352 \text{ kN}$$

$$H_{T2} = 4,937 \text{ kN}$$

$$H_L = 2,914 \text{ kN}$$

2. Skupina zatížení- Dominantní podélná složka zatížení (příčení mostu jeřábu)

Maximální zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy.

$$\Sigma Q_{r,max} = 2 \cdot \varphi_4 Q_{c,k} + \Sigma Q_{h,max} = 2 \cdot 1,0 \cdot 9,363 + 2 \cdot 43,702 = 98,130 \text{ kN} \quad (4.3.3.-2)$$

Doprovodné zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,(max)} &= 2 \cdot Q_{c,k} + (\text{kočka} + \text{břmeno} - \Sigma Q_{h,max}) = 2 \cdot 9,363 + (87,55 \cdot 1,0 - 2 \cdot 43,702) \\ &= 26,872 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.3.3-3)$$

$$H_{S,d} = 11,004 \text{ kN}$$

3. Skupina zatížení- Dominantní příčná složka zatížení (zrychlení jeřábové kočky)

Maximální zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy.

$$\Sigma Q_{r,max} = 2 \cdot \varphi_4 Q_{c,k} + \Sigma Q_{h,max} = 2 \cdot 1,0 \cdot 9,363 + 2 \cdot 43,702 = 98,130 \text{ kN} \quad (4.3.3.-4)$$

Doprovodné zatížení vyvolané zatíženým jeřábem na jednu větev jeřábové dráhy:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,(max)} &= 2 \cdot Q_{c,k} + (\text{kočka} + \text{břmeno} - \Sigma Q_{h,max}) = 2 \cdot 9,363 + (87,55 \cdot 1,0 - 2 \cdot 43,702) \\ &= 26,872 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.3.3-5)$$

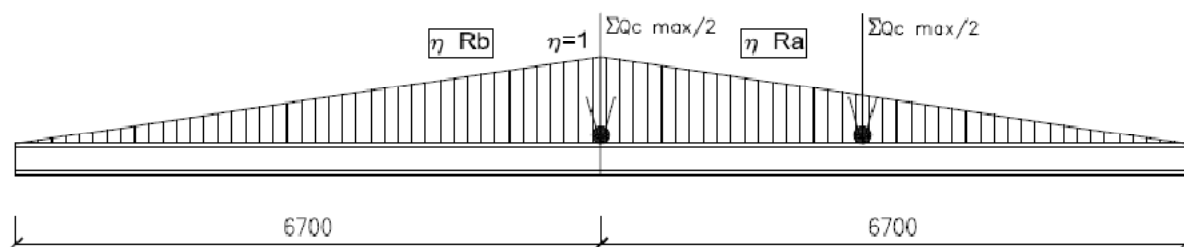
$$H_{T,3,d} = 3,973 \text{ kN}$$

Umístění, jenž vyvolá maximální účinky je následující.

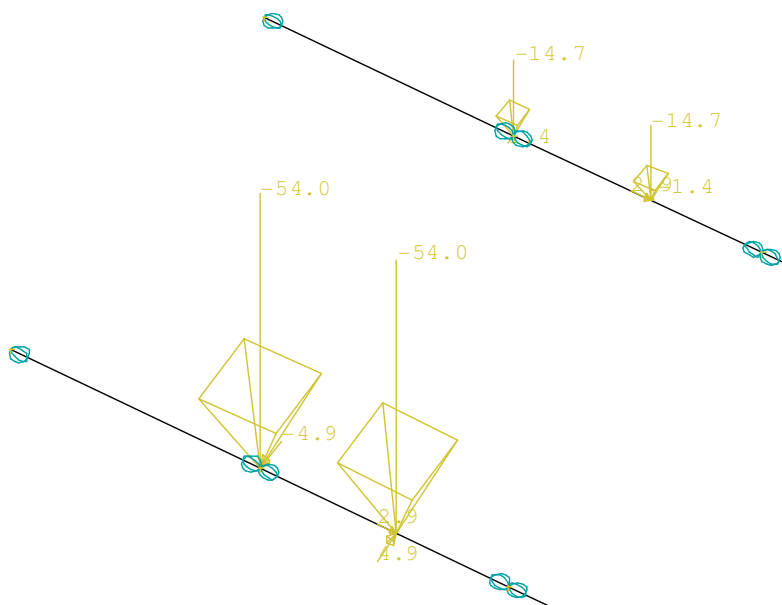
4.3.3.1 Jeřáb na poslední vazbě regálové haly

Vzhledem k tomu, že tato vazba je nejnepříznivěji zatížená klimatickými vlivy a stálým zatížením (zatěžovací délka 9,1m), přitížení jeřábem v této vazbě vyvolá nejnepříznivější účinky zatížení. Tyto budou zcela jistě největší ze všech charakteristických vazeb regálové haly. Je nutno uvážit všechny sestavy zatížení a to při obou polohách jeřábu.

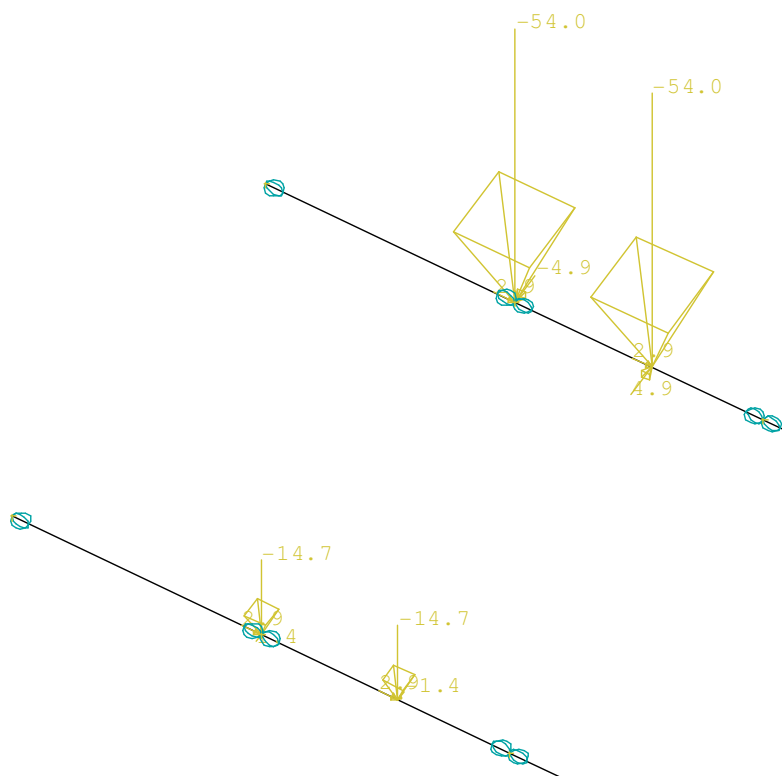
Z teorie příčinkových čar vyplývá, že umístění dvojice sil na dvojici nosníků je závislé na pořadnici příslušné hledané reakce působící na sloup. Tato pořadnice je největší umístíme-li buď výslednici břemen přímo nad posuzovaný sloup ($\sum \eta = 1,552$), nebo jedno z břemen nad posuzovaný sloup ($\sum \eta = 1,552$), (viz Obr.), ale to pouze za předpokladu jsou-li nosníky stejné délky, což v této úloze platí.



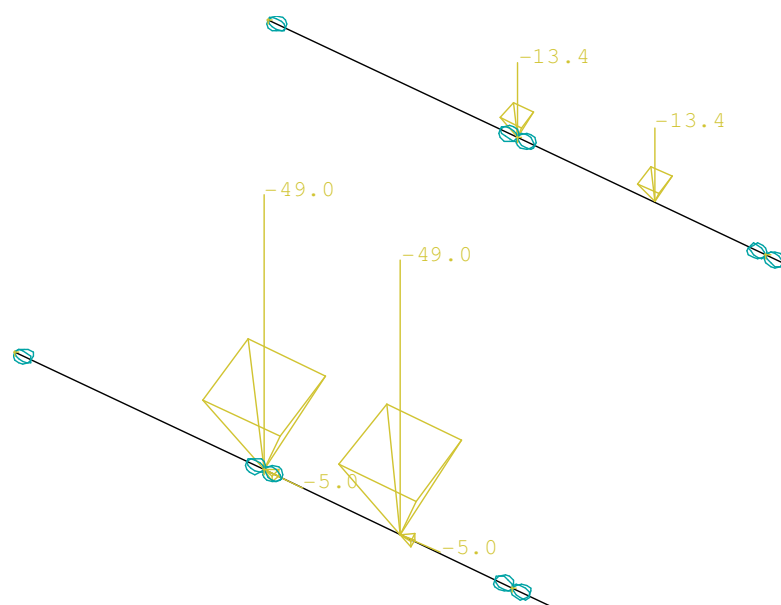
Příčinkové čáry na od reakcí R_b, R_a na dvojicích sousedních nosníků J.D.



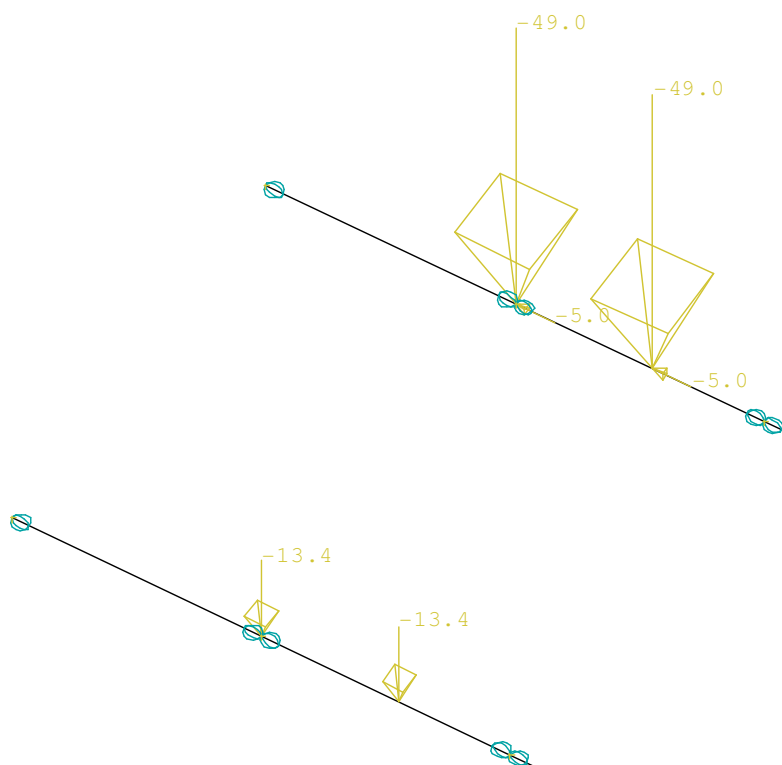
Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední vazby regálové haly, jeřáb vlevo, rozjezd – NEXIS 32



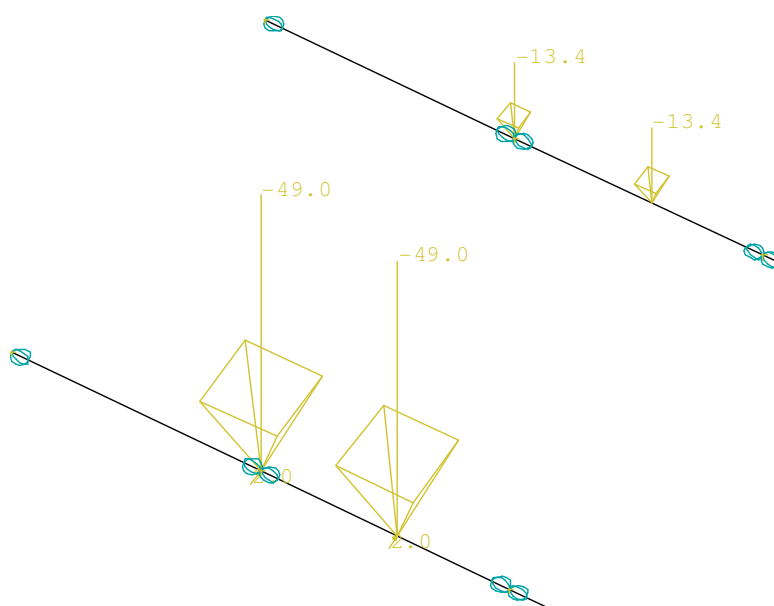
Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední vazby regálové haly, jeřáb vpravo, rozjezd – NEXIS 32



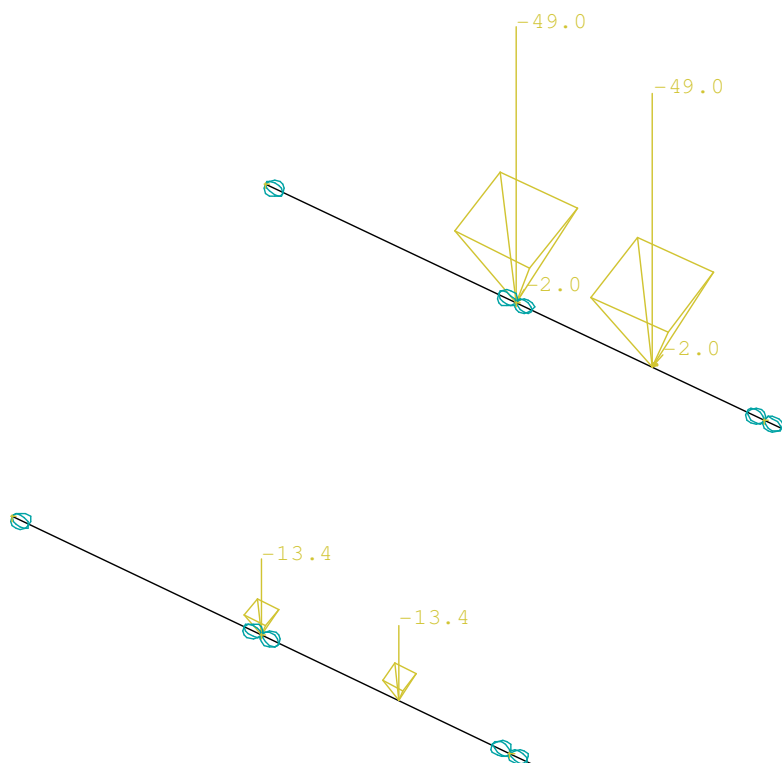
Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední vazby regálové haly, jeřáb vlevo příčení – NEXIS 32



Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední
vazby regálové haly, jeřáb vpravo příčení – NEXIS 32



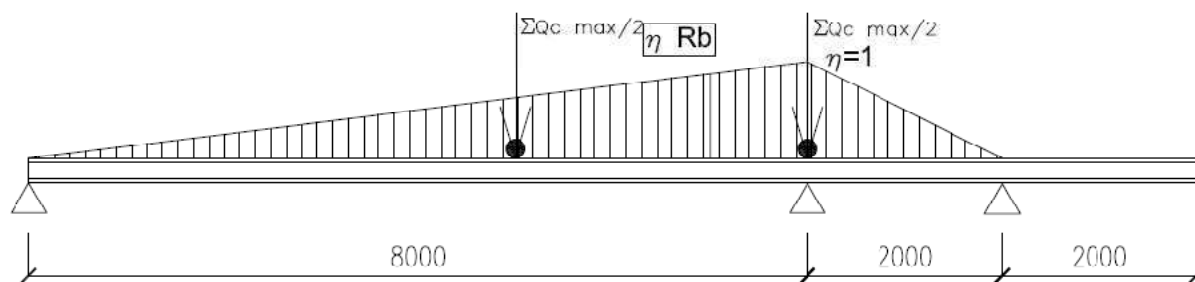
Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední
vazby regálové haly, jeřáb vlevo, rozjezd kočky – NEXIS 32



Umístění bodových sil vyvozených jeřábem na nosník jeřábové dráhy v místě poslední vazby regálové haly, jeřáb vpravo, rozjezd kočky – NEXIS 32

4.3.3.2 Jeřáb na spojitém nosníku vyvolující maximální síly do příhradových věží

Pro návrh nově vystavěných příhradových věží v čele haly, je nutné zahrnout účinky jeřábu. K docílení nejnepříznivějších účinků na příhradové věže byla opět použita teorie příčinkových čar. Tentokrát se však jedná o spojitý nosník o 2 polích s převislým koncem. Tudíž vyhodnocení příčinkových čar je složitější.



Příčinkové čáry od reakce R_b na spojitém nosníku J.D.

Jak je patrné, největších účinků na sloup je dosaženo v poloze sil, při níž jedna z nich působí v ose sloupů a druhá se nachází na delším z polí spojitého nosníku.

Zatěžovací stavy jsou shodné s první polohou na konci regálové haly.

4.3.3 Jeřáb na spojitém nosníku vyvolující maximální síly do krátkého sloupu JD

Pro posudek sloupu jeřábové dráhy umístěném v předním traktu haly, který zajišťuje výjezd mostu jeřábu do předního traktu haly č.8, je rozhodující složkou zatížení účinek jeřábové dráhy. Nejnepříznivější poloha mostu jeřábu v tomto případě je, jeho výjezd až do krajní polohy na konzolovém konci spojitého nosníku jeřábové dráhy.

4.4 Zatížení hlavního nosníku jeřábové dráhy mostovým jeřábem

V tomto oddíle diplomové práce je řešeno zatížení mostovým jeřábem působící na hlavní nosník jeřábové dráhy. Umístění zatížení je provedeno odlišně než v kapitole 4.3. V tomto případě je nutné určit extrémní účinky na samotný hlavní nosník jeřábové dráhy, jež budou využity při jeho návrhu.

Jelikož je cílem této práce snaha o hospodárný a progresivní návrh je nutné vzhledem k proměnlivému rozpětí polí nosníku učinit úvahu o vhodném statickém systému konstrukce. V prostoru regálové haly je rozpětí pole hlavního nosníku dáno vzdáleností vazeb regálové haly (6,7m). Avšak rozpětí pole hlavního nosníku v místě konce regálové haly a osou sloupů

v čele haly je 8,09m. Rovněž je nutné alespoň 3,5m vykonzolování hlavního nosníku do předního traktu haly, kvůli překrytí operačních ploch mostových jeřábů.

Nabízí se několik variant jak navrhnout hlavní nosník.

1. Hlavní nosník je tvořen prostými nosníky

Tato varianta je neoptimálnější z hlediska montáže, ovšem vyvstává problém s dimenzí hlavního nosníku. Ten by musel být proveden z různých profilů, což je konstrukčně velmi těžko řešitelné. Nebo se nabízí možnost použití jedné dimenze profilu, to však povede k tomu, že hlavní nosník nebude hospodárně využit v kratším rozpětí regálové haly.

Toto řešení je tedy materiálově a tudíž finančně velmi nevhodné.

2. Hlavní nosník je tvořen spojitým nosníkem

Tato varianta je obtížná především montážně, a to jak z hlediska provádění prací. Tak z hlediska manipulace s konstrukčními dílci v rekonstruovaném objektu. Rovněž je v tomto případě složitější rektifikace hlavního nosníku. Průběh vnitřních sil je v tomto případě příznivější než za použití prostých nosníků, ale vzhledem ke staveništní pracnosti se rovněž nehodí.

3. Hlavní nosník je tvořen prostými a spojitým nosníkem

Tato varianta je nejpříznivější jak z hlediska montážního, tak z hlediska statického. Pokud v kratším rozpětí polí (prostor regálové haly) bude hlavní nosník tvořen prostým nosníkem a v delším rozpětí (8,09m + výjezd jeřábu alespoň 3,5) tvořen spojitým nosníkem, dojde k vyrovnaní maxim vnitřních sil, které umožní použít hospodárně jednotný profil hlavního nosníku.

Z porovnání rozteče podpor bylo jak z hlediska statického tak konstrukčního zvoleno schéma prosté nosníky v regálové části haly ve spolupůsobení se spojitým nosníkem o 2 polích s převislým koncem. Spojitý nosník je navržen následovně rozteč hlavního pole 8m, vedlejší pole 2m a převislý konec 2m.

Tento návrh umožní jak hospodárný, tak konstrukčně optimální návrh, jenž je vhodný právě pro rekonstrukci posuzovaného objektu.

4.4.1 Výpočet vnitřních sil na spojitém nosníku J.D. $L=12m$

Jedná se o nosník, který je uložen na poslední vazbě regálové haly a pokračuje přes nově vybudované příhradové věže, do lodi haly č.8. Zde je vybudován sloup podporující nosník jeřábové dráhy. Nosník je dále vykonzolován, pro zajištění překrytí operačních ploch nově navrhovaného jeřábu a stávajícího jeřábu v lodi č.8. Uvažujeme skupinu zatížení 1, která tvoří dominantní svislé zatížení.

Skupina zatížení 1:

Svislé zatížení $Q_{r,k} = \varphi_1 \cdot Q_{h,k} = 1,139,729 = 43,702 \text{ kN}$ (4.4.1-1)

$$Q_{r,d} = \gamma_{g,sup} \cdot \varphi_1 \cdot Q_{h,k} = 1,35 \cdot 1,139,729 = 58,998 \text{ kN}$$

(4.4.1-2)

Vodorovné příčné zatížení $H_{T,2,k} = 4,937 \text{ kN}$ (největší H_T)

$$H_{T,2,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{T,2,k} = 6,665 \text{ kN}$$

Vodorovné podélné zatížení $H_{L,k} = 2,914 \text{ kN}$

$$H_{L,d} = \gamma_{g,sup} \cdot H_{L,k} = 1,35 \cdot 2,914 = 3,914 \text{ kN}$$

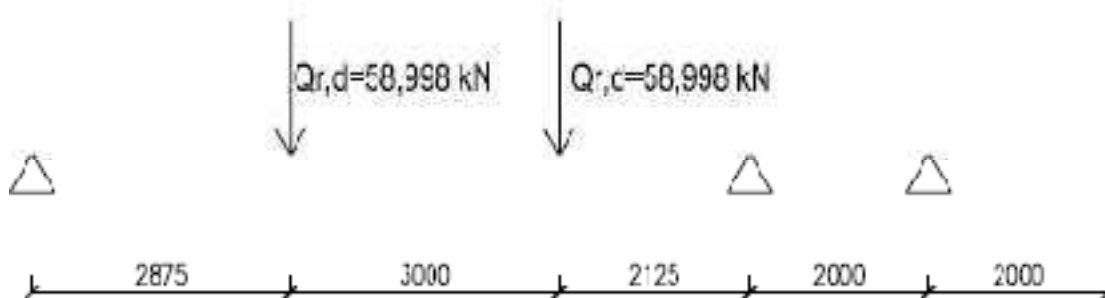
(4.4.1-3)



Skupina zatížení 1. Schéma zatížení

Extrémní ohybový moment na nosníku délky 12m

Soustava břemen bude na nosníku délky 12m, postavena do pozice pro maximální ohybový moment. Poloha maximálního momentu byla odvozena interakčně s krokem 0,001m ve výpočetním softwaru NEXIS 32.



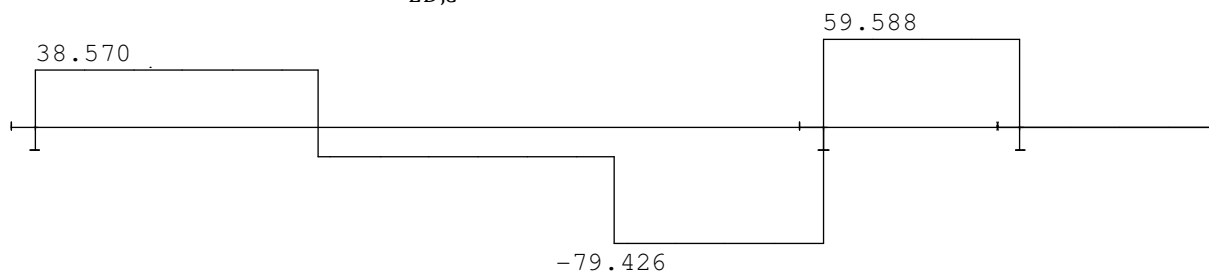
Ilustrační obrázek rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce:

$$R_{ED,A} = 38,570 \text{ kN}$$

$$R_{ED,B} = 139,014 \text{ kN}$$

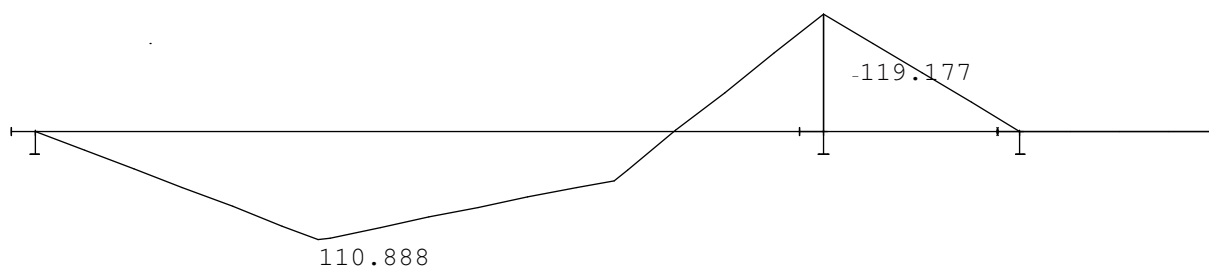
$$R_{ED,C} = -59,588 \text{ kN}$$



Posouvající síly-výstup z programu Nexis 32

Ohybový moment:

$$M_{ED,MAX} = 119,177 \text{ kN.m}$$



Ohybové momenty-výstup Nexis 32. [19]

Extrémní posouvající síla na nosníku délky 12m

Rozmístění sil na nosníku pro maximální posouvající sílu.

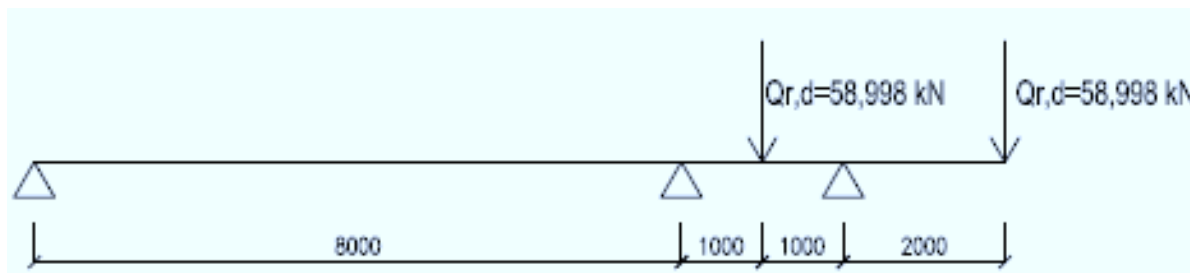


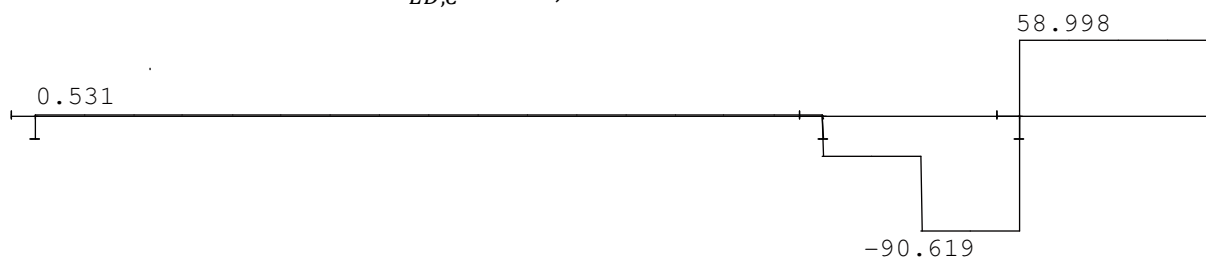
Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce:

$$R_{ED,A} = 0,531 \text{ kN}$$

$$R_{ED,B} = -32,152 \text{ kN}$$

$$R_{ED,C} = 149,617 \text{ kN}$$



Průběh posouvajících sil-výstup Nexis 32

Extrémní podélné vodorovné síly na nosníku délky 12m

Jedná se o sílu působící na horní hraně kolejnice, a je způsobena rozjížděním a brzděním mostového jeřábu. Použitá kolejnice JK 65 má výšku 75mm a hlavní válcovaný nosník jeřábové dráhy má předpokládanou výšku 280mm (HEB 280).

excentricita:

$$e = h_{kolejnice} + h_{nosník} = 75 + 280 = 355 \text{ mm}$$

(4.4.1-4)

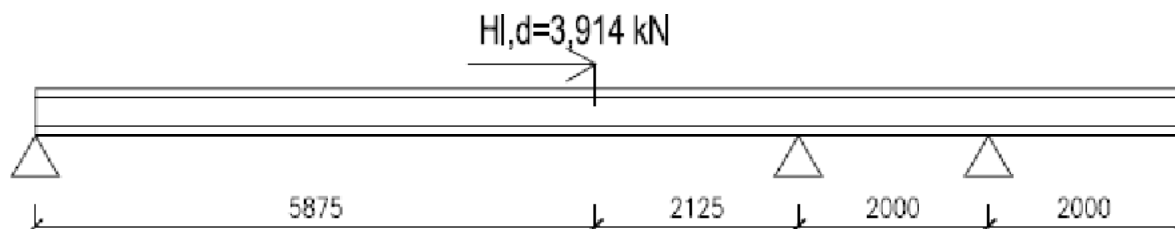
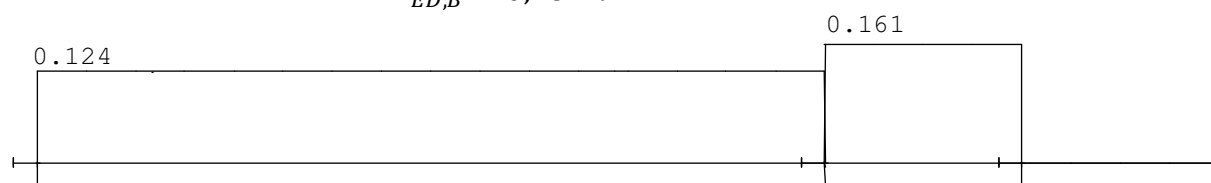


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

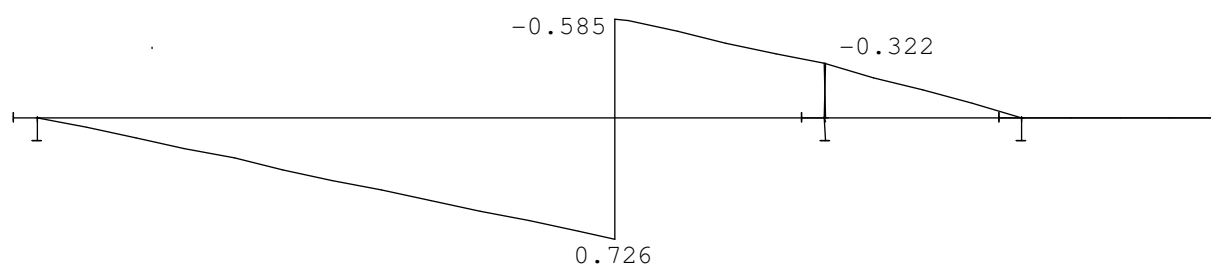
Reakce: $R_{ED,A} = 0,281 \text{ kN}$

$R_{ED,B} = 0,281 \text{ kN}$



Průběh posouvajících sil-výstup Nexis 32

Ohybový moment: $M_{ED,MAX} = 1,125 \text{ kN.m}$



Průběh ohybových momentů-výstup Nexis 32

Extrémní příčné vodorovné síly na nosníku délky 12m

Tyto síly jsou způsobeny zrychlením a zpomalením kočky mostového jeřábu a také přičlením mostu jeřábu.

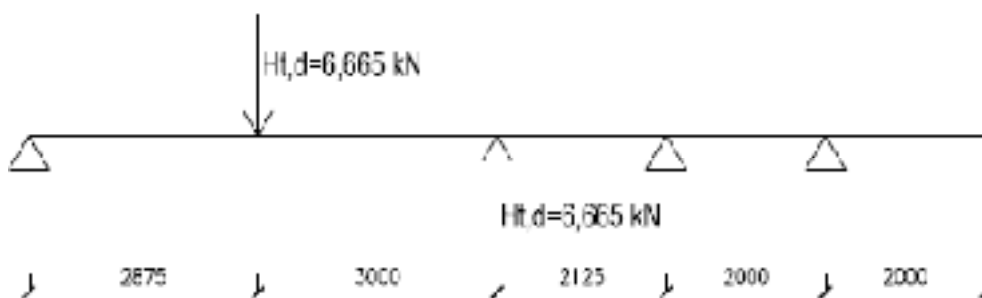
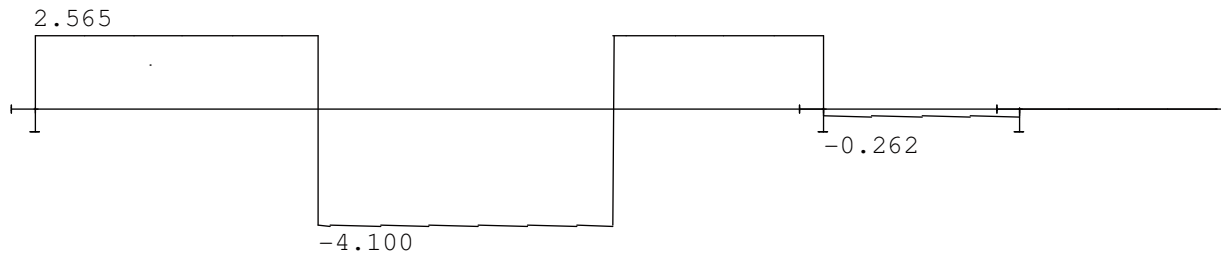


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce: $R_{ED,A} = 2,565 \text{ kN}$

$R_{ED,B} = -2,827 \text{ kN}$

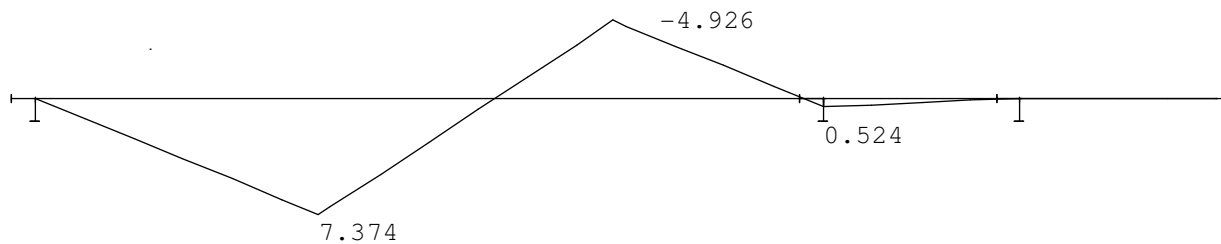
$R_{ED,B} = 0,262 \text{ kN}$



Průběh posouvajících sil-výstup Nexis 32

Ohybový moment:

$$M_{ED,MAX} = 7,374 \text{ kN.m}$$



Průběh ohybových momentů-výstup Nexis 32

Stálé zatížení na nosníku délky 12m

Uvažován profil HEB 280.

$$m_{kolejnice} + m_{hlavní \text{ nosník}} = 43,5 + 103,1 = 146,6 \text{ kg/m}$$

(4.4.1-5)

$$m_{celkové} = 146,6 \text{ kg/m} = 1,466 \text{ kN/m}$$

(4.4.1-6)

$$q_d = 1,466 \cdot 1,35 = 1,979 \text{ kN/m}$$

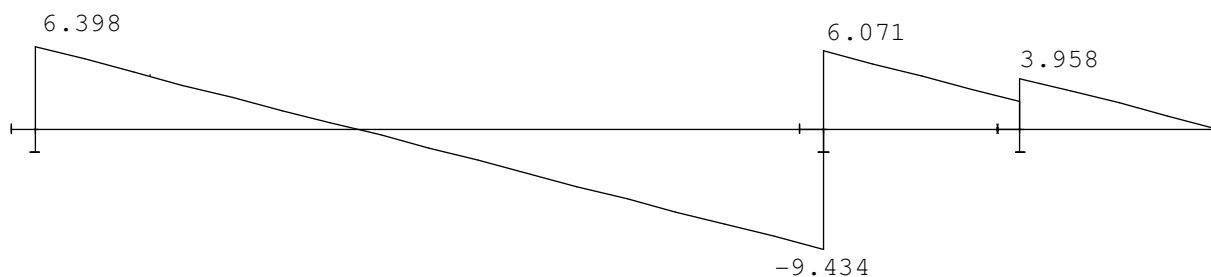
(4.4.1-7)

Reakce:

$$R_{a,ED} = 6,398 \text{ kN}$$

$$R_{b,ED} = 15,505 \text{ kN}$$

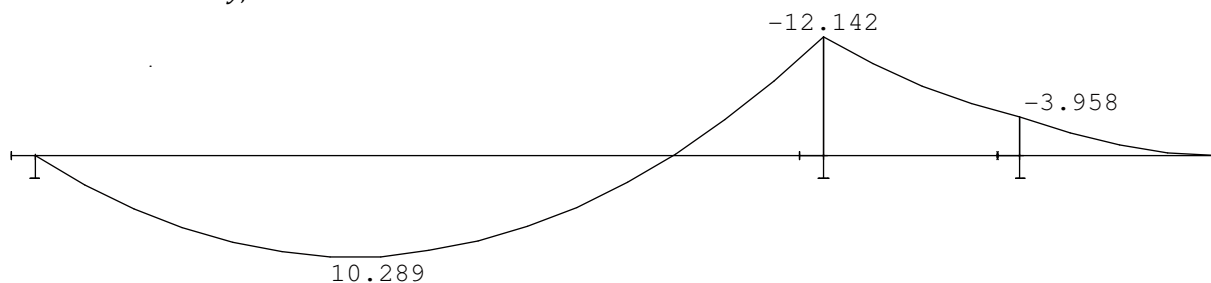
$$R_{c,ED} = 1,845 \text{ kN}$$



Průběh posouvajících sil-výstup Nexis 32

Ohybové momenty:

$$M_{y,ED} = 12,142 \text{ kNm}$$



Průběh ohybových momentů-výstup Nexis 32

Celkový moment ve svislé rovině na nosníku délky 12m

$$M_{yED} = 119,177 + 0,726 + 7,374 + 12,142 = 139,414 \text{ kN.m}$$

(4.4.1-8)

4.4.2 Výpočet sil na nosníku J.D. L=6,7m

Hlavní nosník jeřábové dráhy o délce 6,7 bude uložen mezi jednotlivými vazbami regálové haly.

Extrémní ohybový moment na nosníku délky 6,7m

Soustava břemen bude na nosníku délky 6,7m, postavena do pozice pro maximální ohybový moment břemenového kritéria.

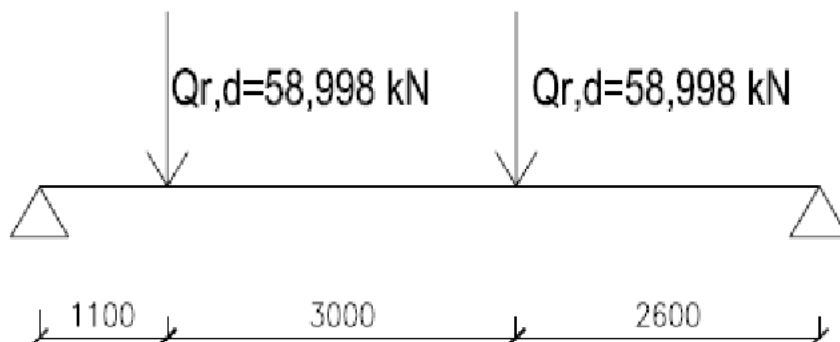


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce: $R_{ED,A} = 72,207 \text{ kN}$

$R_{ED,B} = 45,790 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{ED,MAX} = 109,148 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Extrémní posouvající síla na nosníku délky 6,7m

Rozmístění sil na nosníku pro maximální posouvající sílu.

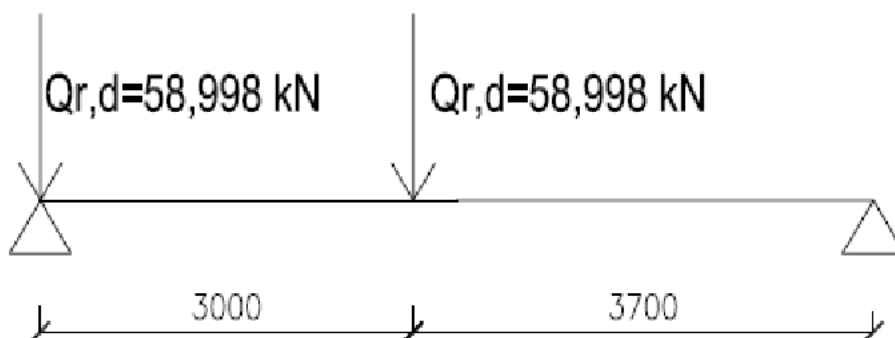


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce: $R_{ED,A} = 91,579 \text{ kN}$

$R_{ED,B} = 26,417 \text{ kN}$

Extrémní podélné vodorovné síly na nosníku délky 6,7m

Jedná se o sílu působící na horní hraně kolejnice, a je způsobena rozjížděním a brzděním mostového jeřábu. Použitá kolejnice JK 65 má výšku 75mm a hlavní válcovaný nosník jeřábové dráhy (HEB 280) má výšku 280mm.

excentricita:
$$e = h_{kolejnice} + h_{nosník} = 75 + 280 = 355mm$$
 (4.4.2-1)

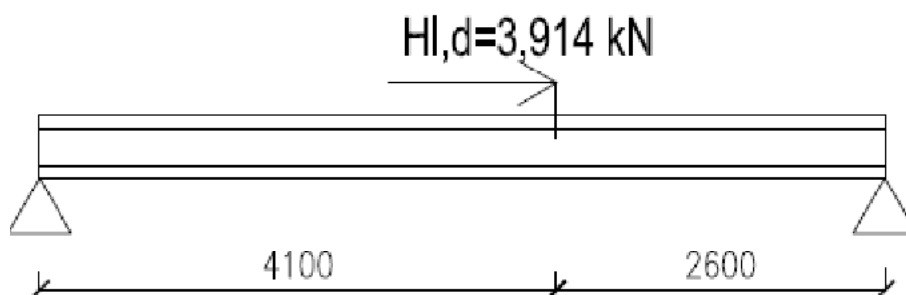


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce: $R_{ED,A} = 0,207 \text{ kN}$
 $R_{ED,B} = 0,207 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{ED,MAX} = 0,850 \text{ kN.m}$

Extrémní příčné vodorovné síly na nosníku délky 6,7m

Tyto síly jsou způsobeny zrychlením a zpomalením kočky mostového jeřábu a také přičením mostu jeřábu.

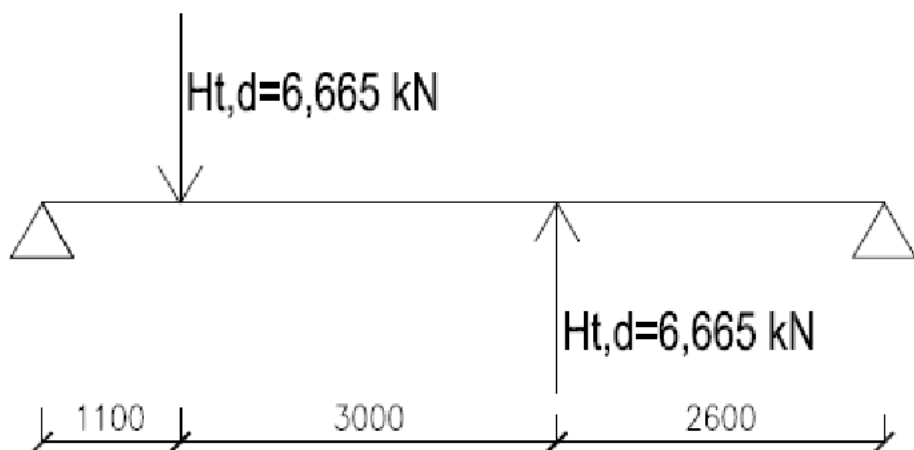


Schéma rozmístění břemen na nejdelším nosníku jeřábové dráhy

Reakce: $R_{ED,A} = 2,984 \text{ kN}$
 $R_{ED,B} = 2,984 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{ED,MAX} = 4,999 \text{ kN.m}$

Stálé zatížení na nosníku délky 6,7m

Předběžně bude uvažován profil HEB 280.

$$m_{kolejnice} + m_{hlavní \text{ nosník}} = 43,5 + 103,1 = 146,6 \text{ kg/m} \quad (4.4.2-2)$$

$$m_{celkové} = 146,6 \text{ kg/m} = 1,466 \text{ kN/m} \quad (4.4.2-3)$$

$$q_d = 1,466 \cdot 1,35 = 1,979 \text{ kN/m} \quad (4.4.2-4)$$

Reakce: $R_{a,ED} = R_{b,ED} = 6,630 \text{ kN}$

Ohybový moment: $M_{y,stale,ED} = 11,105 \text{ kN.m}$

Celkový moment ve svislé rovině na nosníku délky 6,7m

$$M_{y,ED} = 109,148 + 0,850 + 4,999 + 11,105 = 126,534 \text{ kN.m} \quad (4.4.2-5)$$

4.5 Přehled všech zatížení působících na konstrukci

číslo	Zatěžovací stav	skupina	součinitel bezpečnosti γ	druh zatížení
1	Vlastní tíha OK	Stálé zatížení	1,35	Stálé zatížení
2	Tíha střešní krytiny	Stálé zatížení	1,35	Stálé zatížení
3	Tíha obvodového pláště	Stálé zatížení	1,35	Stálé zatížení
4	Tíha střešního pláště mezi loďmi 7 a 8	Stálé zatížení	1,35	Stálé zatížení
5	Tíha technologie	Stálé zatížení	1,35	Stálé zatížení
6	Zatížení sněhem-Nenavátý sníh	Sníh-výběrová skupina	1,5	Zatížení sněhem
7	Zatížení sněhem-Sníh navátý Vpravo	Sníh-výběrová skupina	1,5	Zatížení sněhem
8	Zatížení sněhem-Sníh navátý Vlevo	Sníh-výběrová skupina	1,5	Zatížení sněhem
9	Podélný vítr-Největší tlak-Vítr působící zprava	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
10	Podélný vítr-Největší tlak-Vítr působící zleva	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
11	Podélný vítr-Největší sání-Vítr působící zprava	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
12	Podélný vítr-Největší sání-Vítr působící zleva	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
13	Příčný vítr-Vítr působící zepředu	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
14	Příčný vítr-Vítr působící zezadu	Vítr-výběrová skupina	1,5	Zatížení větrem
15	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
16	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
17	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Příčení jeřábu, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
18	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Příčení jeřábu, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
19	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Rozjezd kočky, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
20	Zatížení jeřábem-Poloha 1-Rozjezd kočky, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
21	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
22	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
23	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Příčení jeřábu, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
24	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Příčení jeřábu, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
25	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Rozjezd kočky, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
26	Zatížení jeřábem-Poloha 2-Rozjezd kočky, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
27	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
28	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Dominantní svislé zatížení, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
29	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Příčení jeřábu, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
30	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Příčení jeřábu, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
31	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Rozjezd kočky, břemeno Vlevo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem
32	Zatížení jeřábem-Poloha 3-Rozjezd kočky, břemeno Vpravo	Jeřáb-výběrová skupina	1,35	Zatížení mostovým jeřábem

5 Návrh a posudek hlavních nosných prvků

Posudek hlavních nosných prvků bude pro přehlednost této práce členěn v posloupnosti působení zatížení. V textu této práce je především umístěn postup a popis výpočtu. Samotný výpočet je umístěn v příloze této práce. V textu jsou umístěny odkazy na oddíl normy, dle které byl proveden výpočet.

5.1 Posudek vaznic a průvlaků

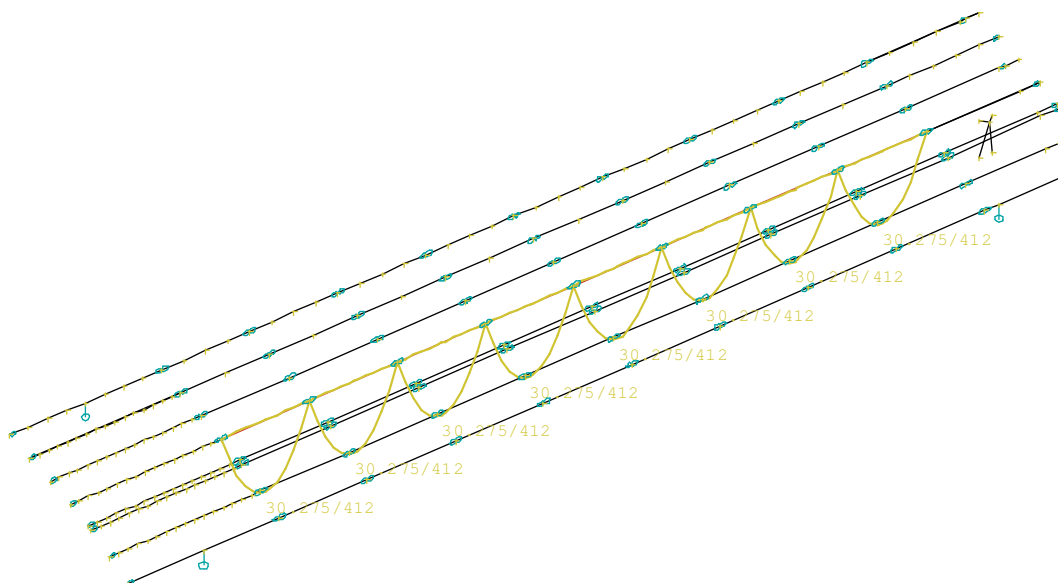
Vaznice posuzované regálové haly jsou tvořeny profily **U200**. Mezi první typickou vazbou regálové haly a osou sloupů tvořící čelo haly (délka 8,59 m), jsou vaznice tvořeny profily **U 240** a **U200** (dle výkresové dokumentace). Mezi osou sloupů tvořící zadní trakt a poslední typickou vazbou regálové haly (délka 11,5 m) jsou vaznice tvořeny příhradovými vaznicemi a profily **U200** (dle výkresové dokumentace). Všechny vaznice jsou uloženy kloubově (působí jako prosté nosníky).

V textu hlavní práce jsou umístěny pouze výsledky posudků jednotlivých prvků, celé posouzení každého prvku je součástí příloh této práce.

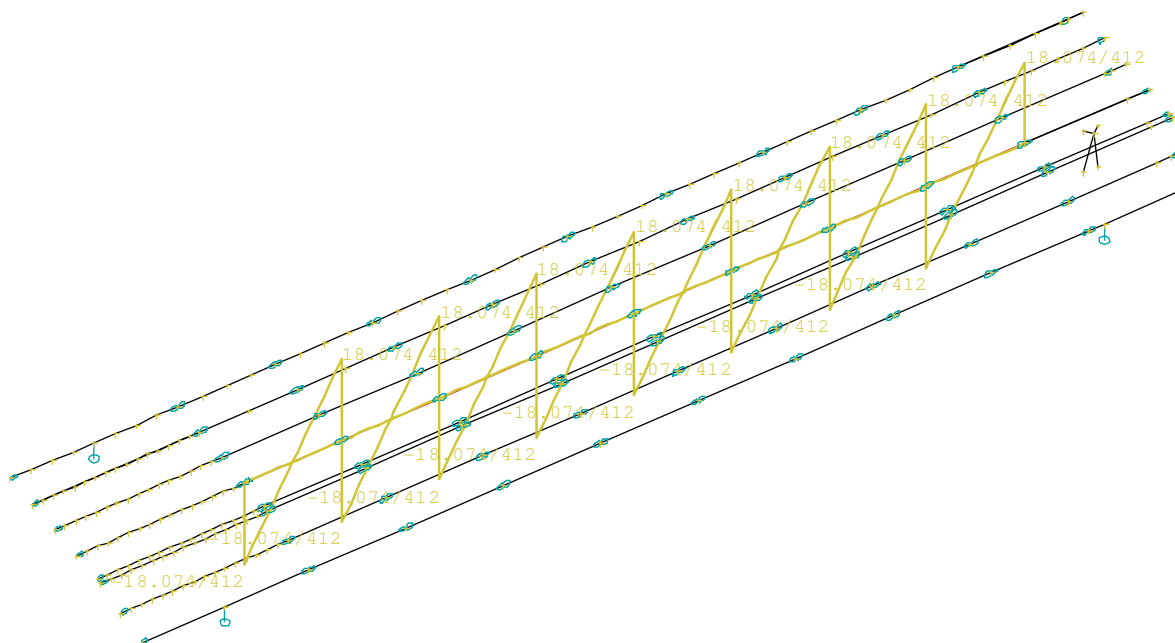
5.1.1 Posudek vaznic profilu U200 o délce 6,7m v prostoru regálových zakladačů

MSÚ

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C412. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- nenavátý, Podélný vítr tlak (levý).



Nejextrémnější ohybové momenty na vaznicích U200 o délce 6,7m



Nejextrémnější posouvající síly na vaznicích U200 o délce 6,7m

$$V_{Rd} = 240,15 \text{ kNm} \geq V_{Ed} = 18,87 \text{ kNm}$$

(5.1.1-1)

Vyhovuje

Vzhledem k dostatečné únosnosti profilu ve smyku, kdy dvojnásobek smykové síly nepřekračuje odolnost profilu ve smyku, není nutné snižovat momentovou únosnost profilu.

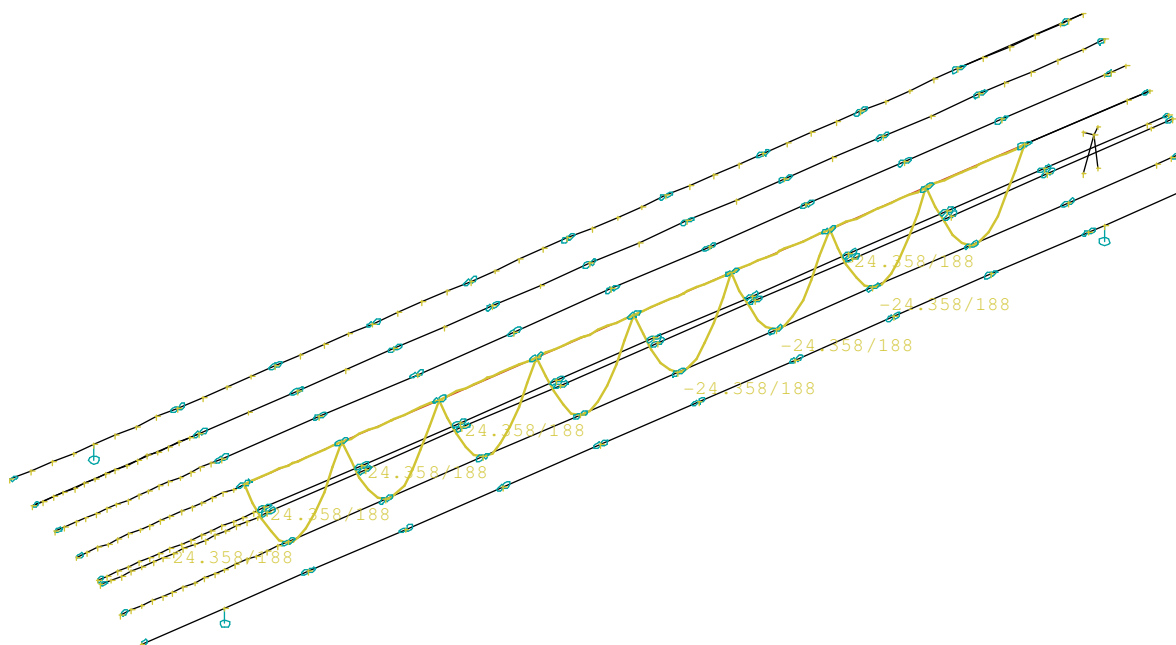
$$M_{Rd} = 53,58 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 30,28 \text{ kNm}$$

(5.1.1-2)

Vyhovuje

MSP

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C188. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Stálé zatížení obvodový plášť, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- nenavátý, Podélný vítr sání (vpravo), jeřáb dominantní svislé (jeřáb vpravo) postavení 1.



Relativní průhyby na vaznicích U200 o délce 6,7m

$$\delta = 24,36 \text{ mm} \geq \delta_{lim} = \frac{l}{300} = 22,34 \text{ mm}$$

(5.1.1-3)

Nevyhovuje

Vaznice nevyhovují na mezní stav použitelnosti z důvodu dimenzování na menší zatížení sněhem dle ČSN 73 0035 (1 kN.m²). Zatížení sněhem je dle výpočtu uvažováno hodnotou 1,37 kN.m² (dle sněhovamapa.cz), avšak byla-li by uvážena plná hodnota zatížení

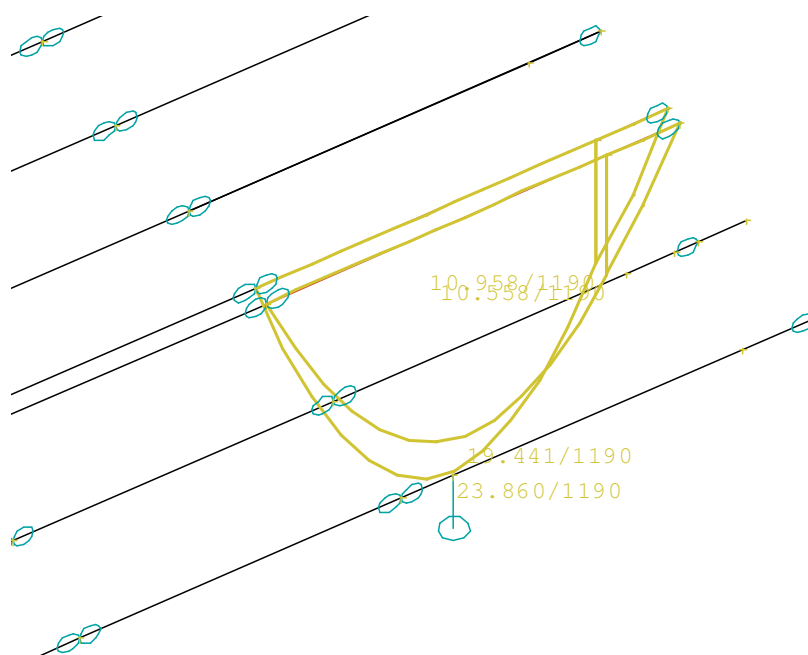
sněhem pro IV. sněhovou oblast dle normy ČSN EN 1991-1-3[14] 2 kN.m^2 , byl by rozdíl hodnot průhybů ještě markantnější.

5.1.2 Posudek vaznic profilu U200 o délce 8,59m v prostoru mezi poslední regálovou vazbou a osou sloupů v čele haly

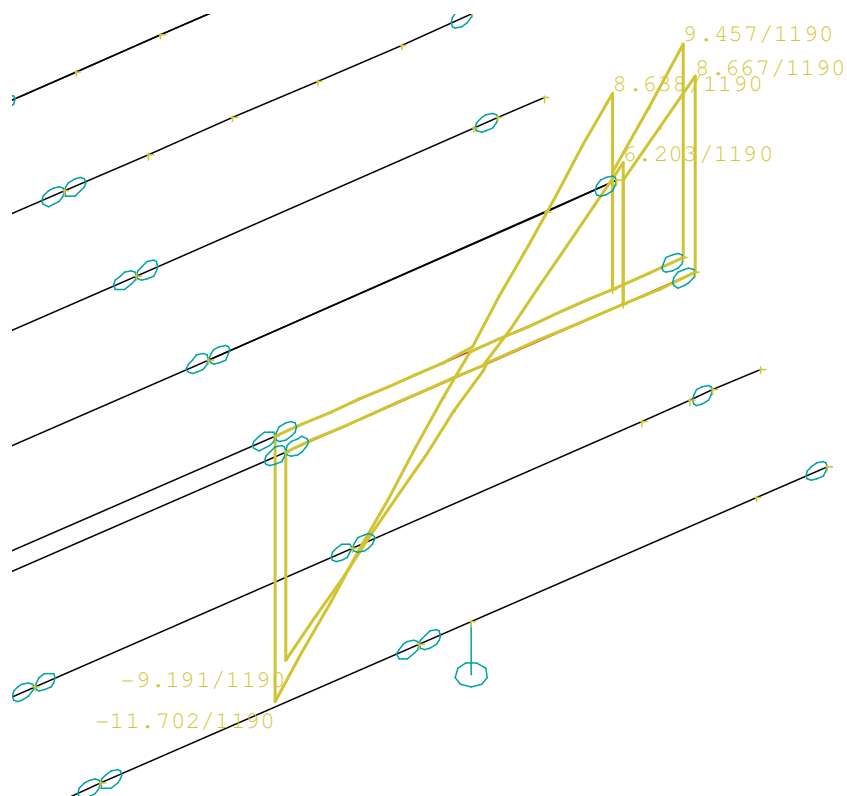
Jedná se o dvojici středních vaznic umístěných v předním prostoru regálové haly, mezi první charakteristickou vazbou regálové haly a osou sloupů v čele haly.

MSÚ

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C1190. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- nenavátý, Jeřáb dominantní svislé (vpravo) postavení 2.



Nejextrémnější ohybové momenty na vaznicích U200 o délce 8,59m



Nejextrémnější posouvající síly na vaznicích U200 o délce 8,59m

$$V_{Rd} = 240,15 \text{ kNm} \geq V_{Ed} = 11,70 \text{ kNm}$$

(5.1.2-1)

Vyhovuje

Vzhledem k dostatečné únosnosti profilu ve smyku, kdy dvojnásobek smykové síly nepřekračuje odolnost profilu ve smyku, není nutné snižovat momentovou únosnost profilu.

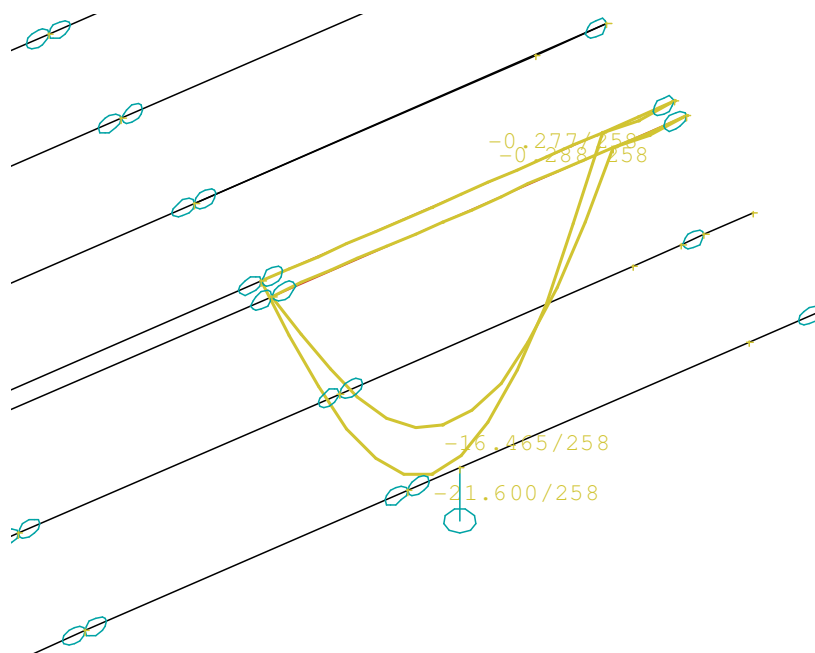
$$M_{Rd} = 53,58 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 23,86 \text{ kNm}$$

(5.1.2-2)

Vyhovuje

MSP

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C258. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Stálé zatížení střešní pláště mezi loďmi 7 a 8, Sníh- navátý vlevo, Podélný vítr tlak (vpravo), jeřáb dominantní svislé (jeřáb vpravo) postavení 2.



Relativní průhyby na vaznicích U200 o délce 8,59m

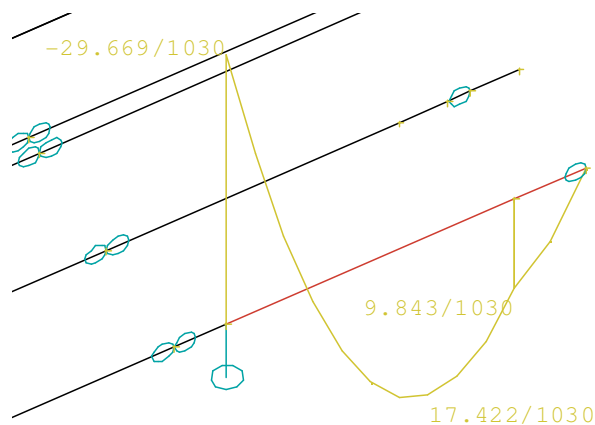
$$\delta = 21,6 \text{ mm} \geq \delta_{lim} = \frac{l}{300} = 28,63 \text{ mm}$$

(5.1.2-3)

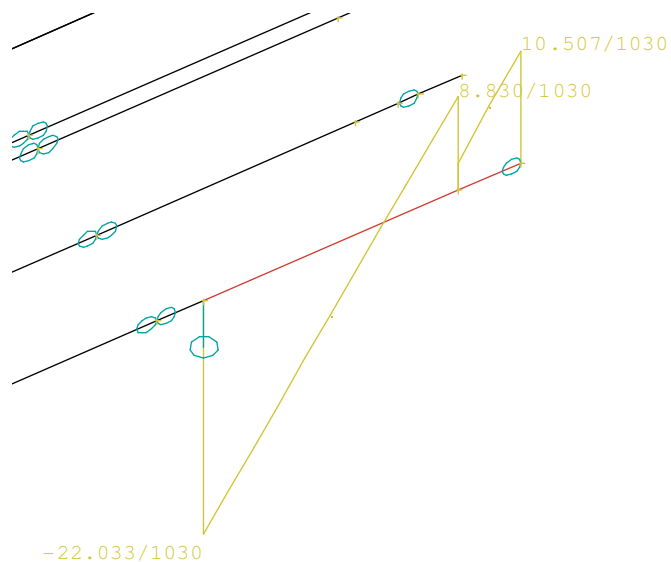
Vyhovuje

Vzhledem ke kratšímu rozpětí prvku, **jistě vyhoví i krajní profil U200** o rozpětí 7,49m.

MSÚ



Nejextrémnější ohybové momenty na krajní vaznici U200 o délce 7,49m



Nejextrémnější posouvající síly na vaznici U200 o délce 7,49m

$$V_{Rd} = 240,15 \text{ kNm} \geq V_{Rd} = 22,03 \text{ kNm}$$

(5.1.2-4)

Vyhovuje

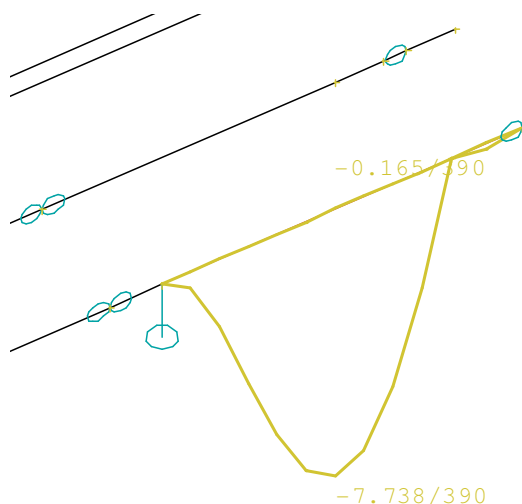
Vzhledem k dostatečné únosnosti profilu ve smyku, kdy dvojnásobek smykové síly nepřekračuje odolnost profilu ve smyku, není nutné snižovat momentovou únosnost profilu.

$$M_{Rd} = 53,58 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 29,70 \text{ kNm}$$

(5.1.2-5)

Vyhovuje

MSP



Relativní průhyb na vaznici U200 o délce 7,49m

$$\delta = 7,74 \text{ mm} \geq \delta_{lim} = \frac{l}{300} = 24,97 \text{ mm}$$

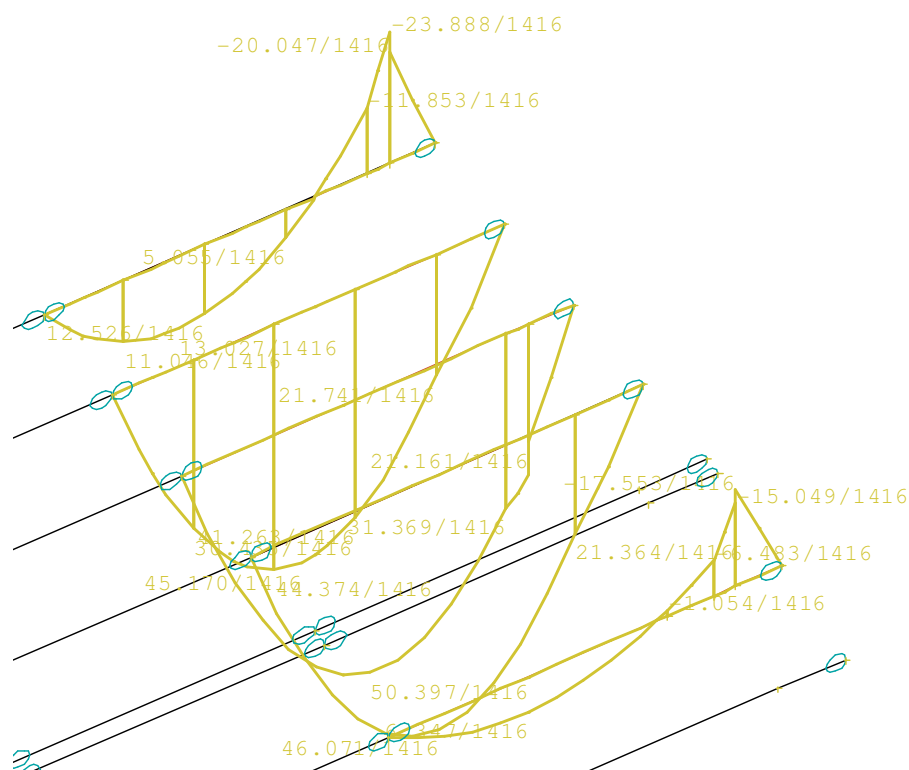
(5.1.2-6)

Vyhovuje

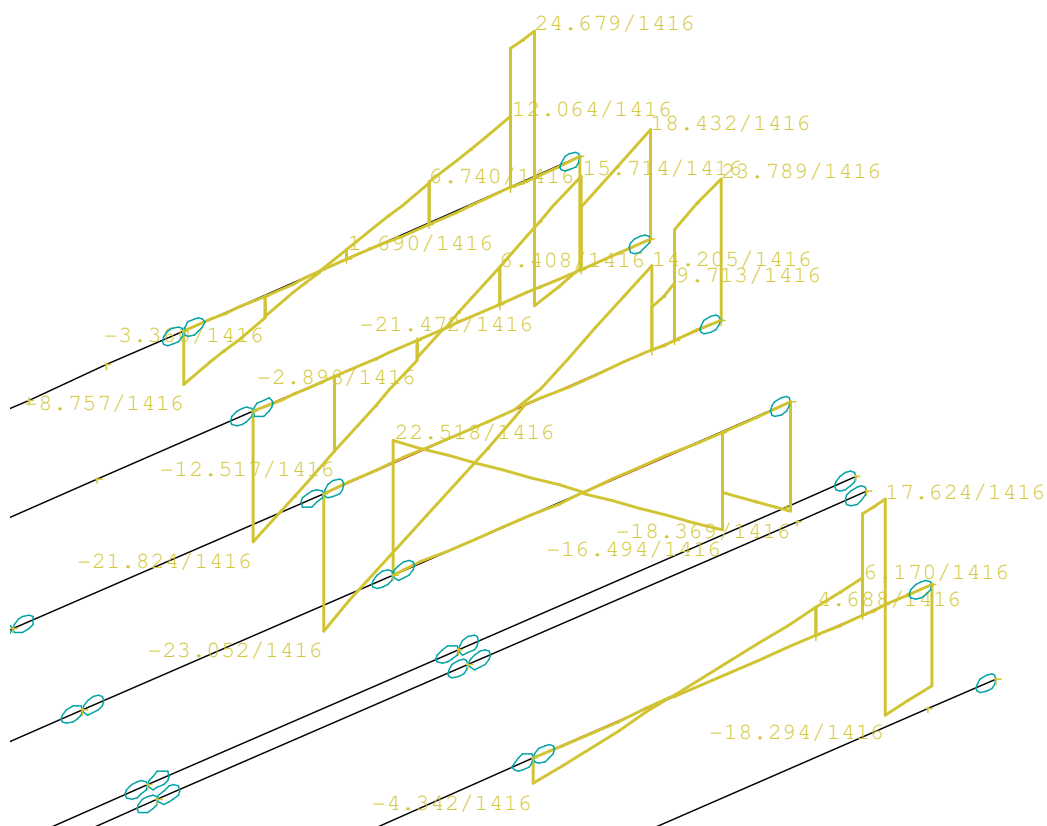
5.1.3 Posudek vaznic profilu U240 o délce 8,59m v prostoru mezi poslední regálovou vazbou a osou sloupů

MSÚ

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C1416. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Obvodový plášť, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- navátý Pravý, Podélný vítr tlak (zleva), Jeřáb příčení (vpravo) postavení 3.



Nejextrémnější ohybové momenty na vaznicích U240 o délce 8,59m



Nejextrémnější posouvající síly na vaznicích U240 o délce 8,59m

$$V_{Rd} = 321,552 \text{ kNm} \geq V_{Ed} = 28,79 \text{ kNm}$$

(5.1.3-1)

Vyhovuje

Vzhledem k dostatečné únosnosti profilu ve smyku, kdy dvojnásobek smykové síly nepřekračuje odolnost profilu ve smyku, není nutné snižovat momentovou únosnost profilu.

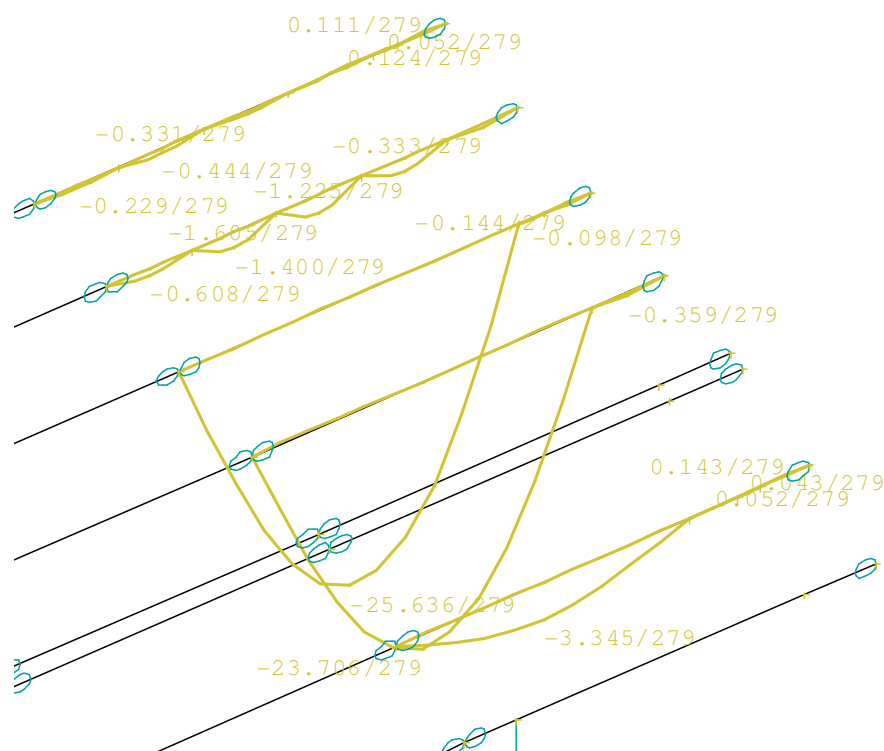
$$M_{Rd} = 84,13 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 50,40 \text{ kNm}$$

(5.1.3-2)

Vyhovuje

MSP

Nejnepříznivější účinky na vaznice má zatěžovací stav C279. Tato kombinace obsahuje následující zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- nenavátý, Podélný vítr tlak (vpravo), jeřáb příčeni (jeřáb vpravo) postavení 3.



Relativní průhyby na vaznicích U240 o délce 8,59m

$$\delta = 25,636 \text{ mm} \geq \delta_{lim} = \frac{l}{300} = 28,63 \text{ mm}$$

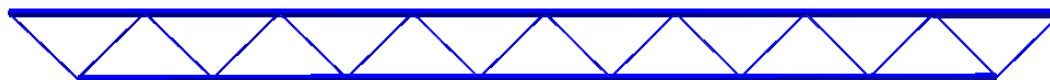
(5.1.3-3)

Vyhovuje

5.1.4 Posudek příhradových vaznic o délce 11,5m v prostoru mezi první regálovou vazbou a osou sloupů

Příhradové vaznice tvoří podpůrnou konstrukci střechy v prostoru mezi první vazbou regálové haly a osou sloupů v zadním traktu haly. Vaznice jsou složeny z následujících profilů: horní pás tvoří **úhelníky 70x70x8 mm**, dolní pás je tvořen **úhelníky 60x60x6 mm**, diagonály jsou tvořeny **trubkami průměru 26 mm a 22 mm** dle výkresu původního stavu střechy (detail H-H).

Nejzatíženější vaznicí je třetí zprava, sousedící s dvojicí vaznic ve vrcholu střechy. Tato vaznice dosahuje rovněž největších deformací.



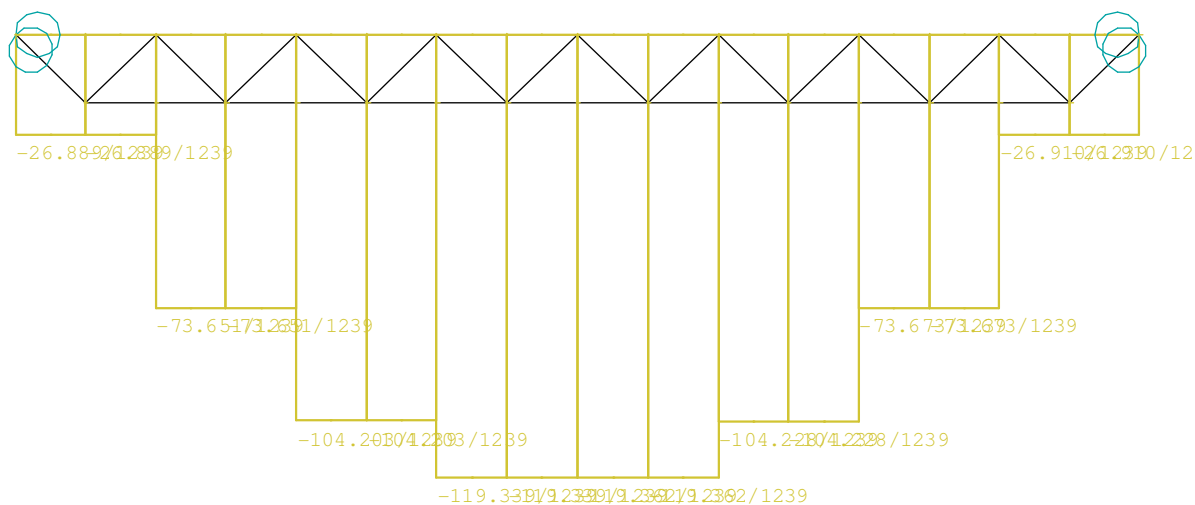
Vizualizace posuzovaného prvku

Posudek horního pásu vaznice

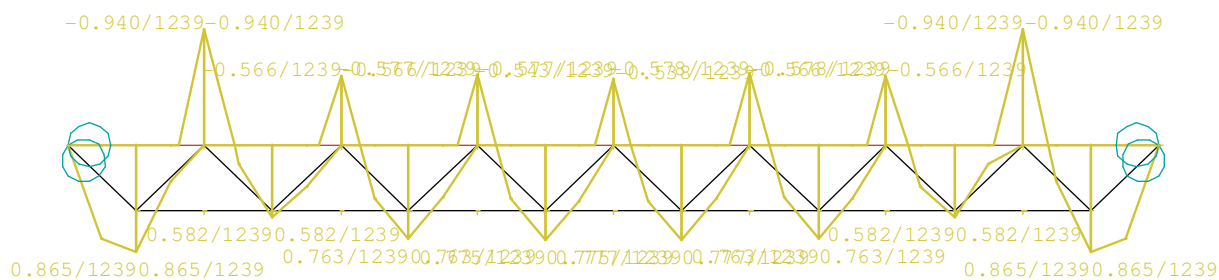
Horní pás je tvořen **úhelníkem 70x70x8 mm**. V průřezu vznikají minimální smykové síly, jejich posudek je tedy zbytečný. Horní pás vazníku je posouzen na kombinaci normálové síly a ohybového momentu, klopení se zde neprojeví, neboť je horní pás stabilizován střešním pláštěm. Maximální moment i maximální normálová síla vyvozuje jedna kombinace C 1239, tím se zkrátí celý posudek prvku.

MSÚ

$N_{\max} + M_{\max}$



Průběh normálových sil na horním pásu nejzatíženější vaznice C1239



Průběh ohybových momentů na horním pásu nejzatíženější vaznice C1239

$$N_{Ed,max} = 119,362 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 0,775 \text{ kNm}$$

Vzpěrné délky

$$L_{cr} = 0,9.1260 = 1134 \text{ mm.} \quad (5.1.4-1)$$

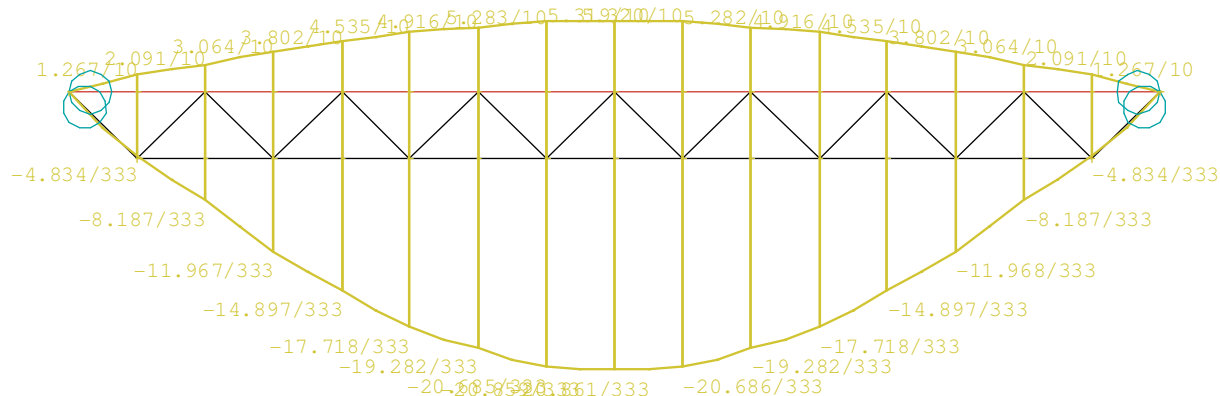
Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{119,362}{\frac{0,647.251,45}{1}} + 1 \cdot \frac{0,775}{\frac{20,304}{1}} = 0,70 + 0,04 = 0,74 \leq 1$$

(5.1.4-2)

Vyhoví

MSP



Průhyb horního pásu vazníku-obalová křivka

$$\delta = 20,646\text{mm} \leq \delta_{\text{lim}} = \frac{L}{300} = 38,3\text{mm}$$

(5.1.4-3)

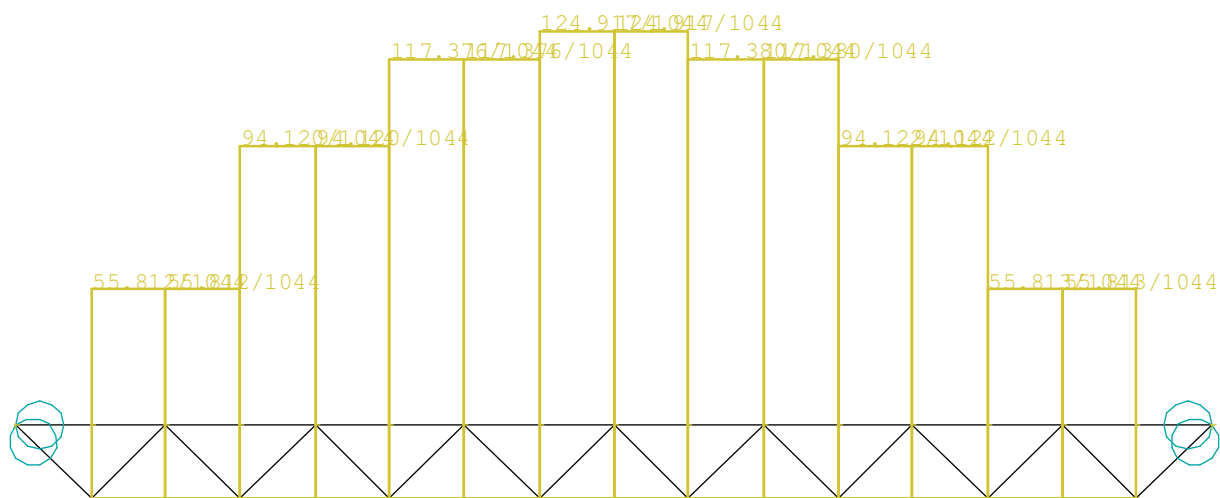
Vyhoví

Posudek dolního pásu vaznice

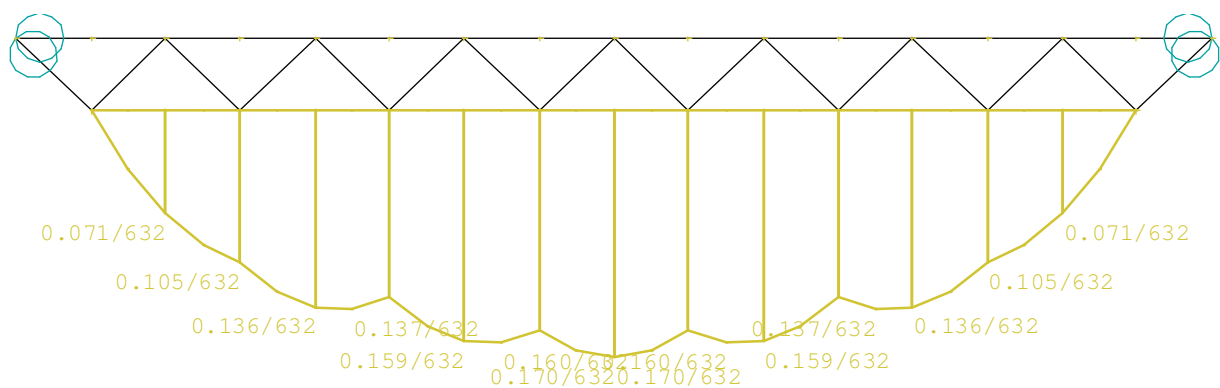
Dolní pás je tvořen úhelníkem 60x60x6 mm. V průřezu vznikají minimální smykové síly, jejich posudek je tedy zbytečný. Dolní pás vazníku je posouzen na kombinaci normálové síly a ohybového momentu, je nutné uvážit i možné klopení. To je však vzhledem k velikosti momentového namáhání možné zanedbat. Jelikož je patrné, že využití prvků je velmi nízké, pro zkrácení výpočtu budeme uvažovat maximální normálové i momentové namáhání v jedné kombinaci. Výpočet je nutné provést pro největší tahové i tlakové namáhání

MSÚ

$N_{\max, \text{tah}} + M_{\max}$



Průběh normálových sil na dolním pásu nejzatíženější vaznice C1044



Průběh ohybových momentů na dolním pásu nejzatíženější vaznice C632

$$N_{Ed, \max, \text{tah}} = 124,912 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, \max} = 0,170 \text{ kNm}$$

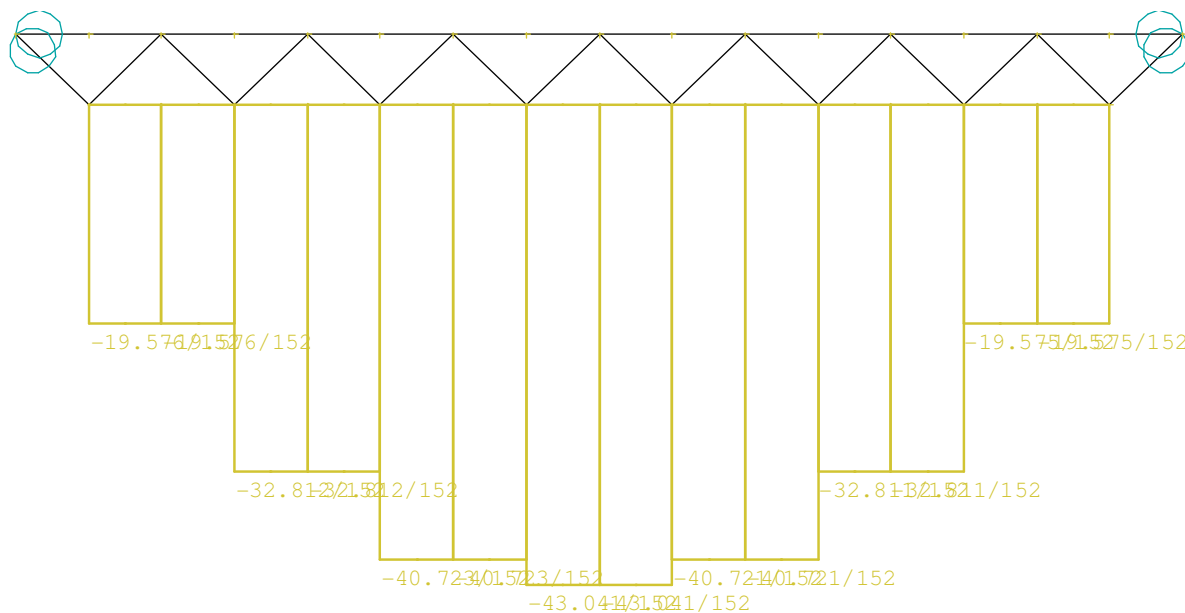
Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y, Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{124,917}{\frac{162,385}{1}} + \frac{0,170}{\frac{12,455}{1}} = 0,77 + 0,01 = 0,77 \leq 1$$

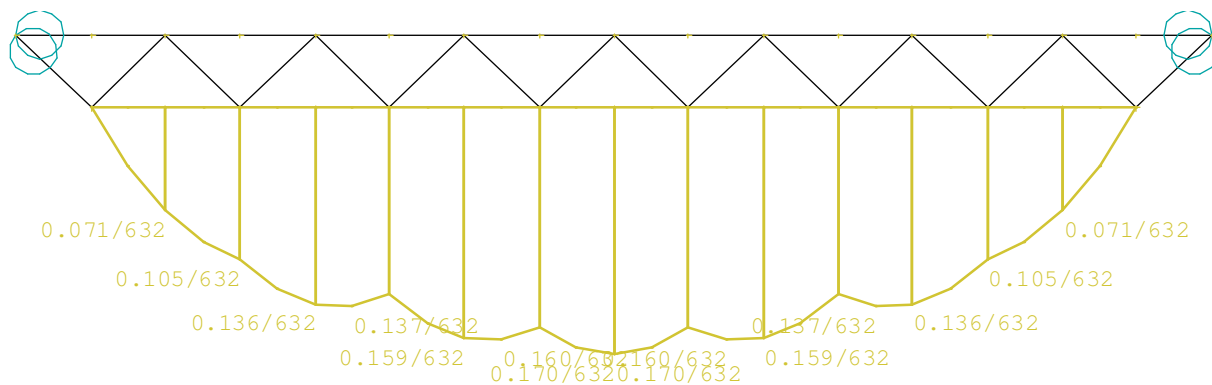
(5.1.4-4)

Vyhoví

$N_{max,tlak} + M_{max}$



Průběh normálových sil na dolním pásu nejzatíženější vaznice C152



Průběh ohybových momentů na dolním pásu nejzatíženější vaznice C632

$$N_{Ed,max,tlak} = 43,041 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 0,170 \text{ kNm}$$

Vzpěrné délky

$$L_{cr} = 0,9.1260 = 1134 \text{ mm.}$$

(5.1.4-5)

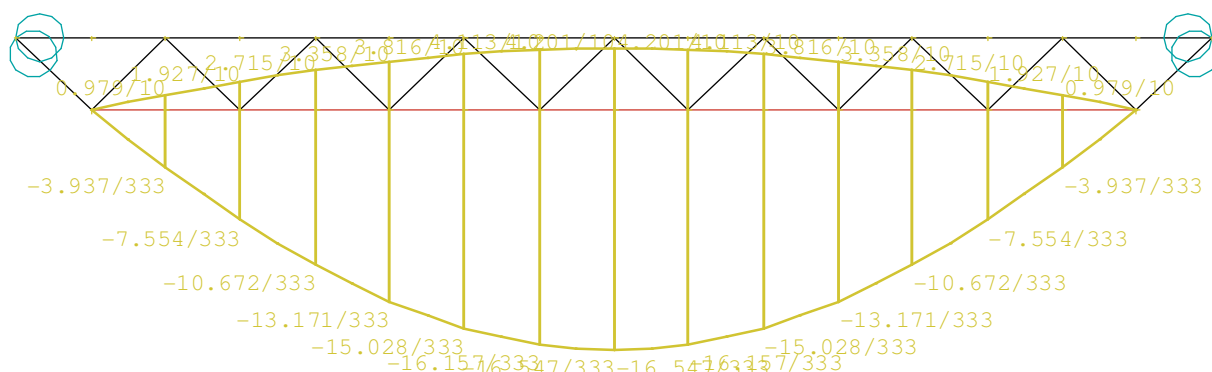
Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{43,041}{\frac{0,584.162,385}{1}} + 1 \cdot \frac{0,170}{\frac{12,455}{1}} = 0,45 + 0,14 = 0,59 \leq 1$$

(5.1.4-6)

Vyhoví

MSP



Průhyb dolního pásu vazníku-obalová křivka

$$\delta = 16,547mm \leq \delta_{lim} = \frac{L}{300} = 38,3mm$$

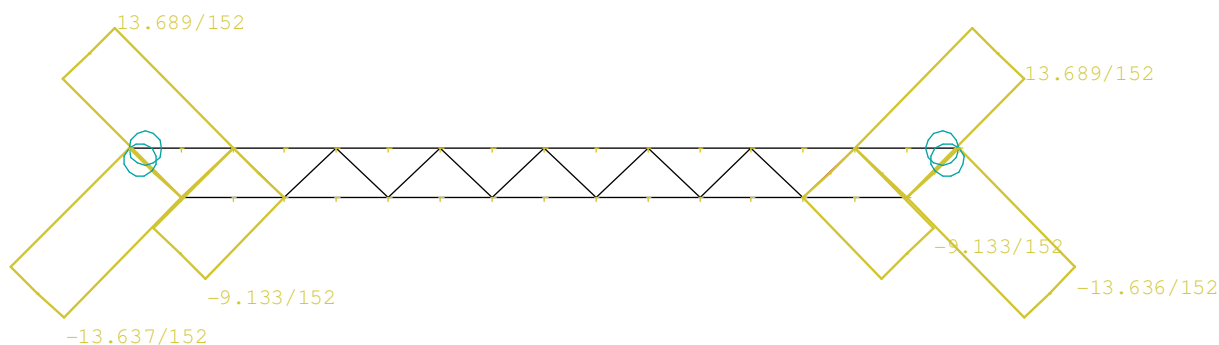
(5.1.4-7)

Vyhoví

Posudek diagonál příhradového vazníku

Diagonály jsou tvořeny **trubkami o průměru 26 mm a 22 mm**. Skladba diagonál vazníku je patrná na detailu H-H (výkres střecha-dispozice původní stav). V dochované výkresové dokumentaci však není patrné, jaká je tloušťka stěny jednotlivých trubek tvořící diagonály. Tyto dimenze nebylo možné zjistit ani měřením in situ, vzhledem k poloze a charakteru prvku. **Tloušťka stěny trubky tvořící diagonály je tedy odhadnuta na 4 mm.**

Posudek diagonál $\phi 26 \text{ mm}$



Normálové síly na diagonálách $\phi 26 \text{ mm}$ -Obalová křivka

$$N_{max,tlak} = 13,637 \text{ kN}$$

$$N_{max,tah} = 13,689 \text{ kN}$$

Tahové posouzení

$$N_{Rd} = A \cdot f_y = 2,76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3 = 129,72 \text{ kN} \geq N_{max,tah} = 13,689 \text{ kN}$$

(5.1.4-8)

Vyhoví

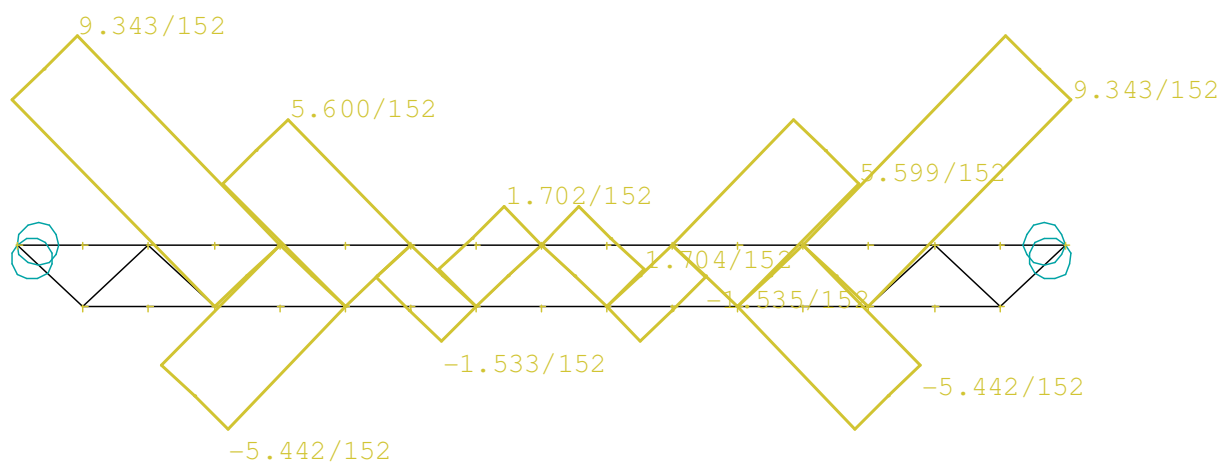
Tlakové posouzení

$$N_{bd} = \chi A \cdot f_y = 0,459 \cdot 2,76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3 = 59,54 \text{ kN} \geq N_{max,tlak} = 13,637 \text{ kN}$$

(5.1.4-9)

Vyhoví

Posudek diagonál $\phi 22 \text{ mm}$



Normálové síly na diagonálách $\phi 24 \text{ mm}$ -Obalová křivka

$$N_{max,tlak} = 5,442 \text{ kN}$$

$$N_{max,tah} = 9,343 \text{ kN}$$

Tahové posouzení

$$N_{Rd} = A \cdot f_y = 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3 = 106,22 \text{ kN} \geq N_{max,tah} = 9,343 \text{ kN}$$

(5.1.4-10)

Vyhoví

Tlakové posouzení

$$N_{bd} = \chi_y A \cdot f_y = 0,381 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3 = 40,47 \text{ kN} \geq N_{max,tlak} = 5,442 \text{ kN}$$

(5.1.4-11)

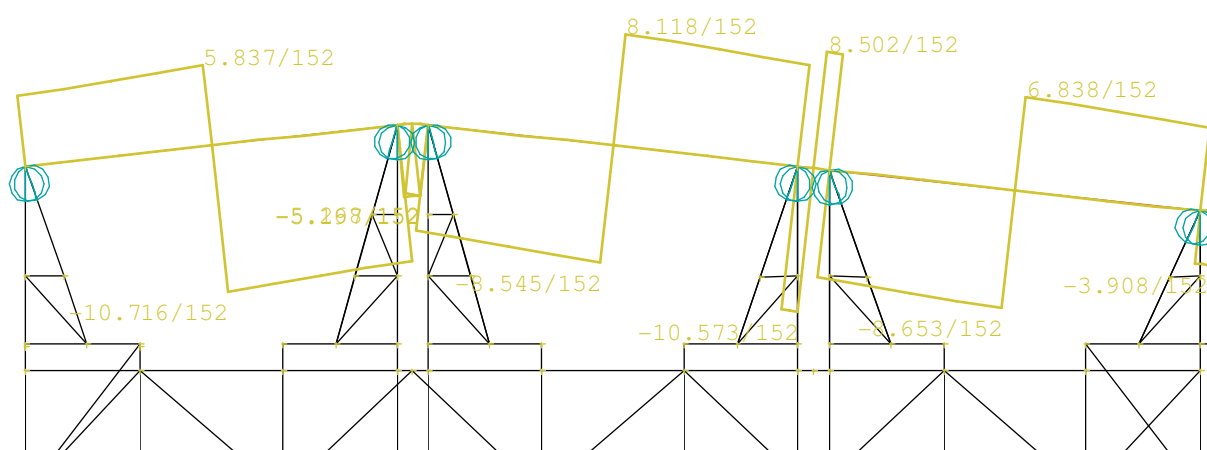
Vyhoví

5.1.5 Posouzení průvlaků v části regálové haly

Průvlaky v regálové části haly jsou tvořeny profily I220. Nejzatíženějším profilem je průvlak první charakteristické vazby regálové haly, jež má zatěžovací šířku 9,1m. Je tedy zdaleka nejzatíženější vazbou. Průvlak je spojitými nosníky, po celé délce střešní roviny. Ve vrcholu jsou vaznice připojeny kloubově.

MSÚ

Smykové posouzení



Průběh posouvajících sil na průvlaku regálové haly-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 10,716 \text{ kN}$$

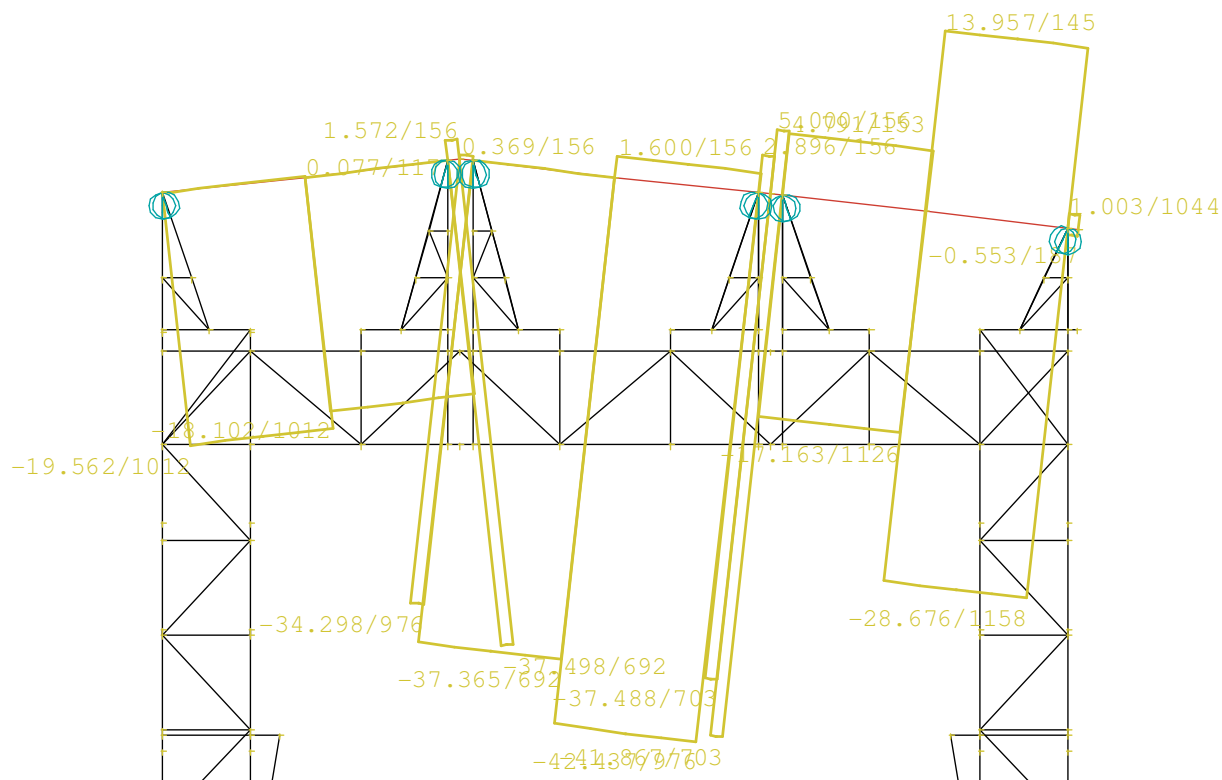
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,91 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 258,601 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 10,716 \text{ kN}$$

(5.1.5-1)

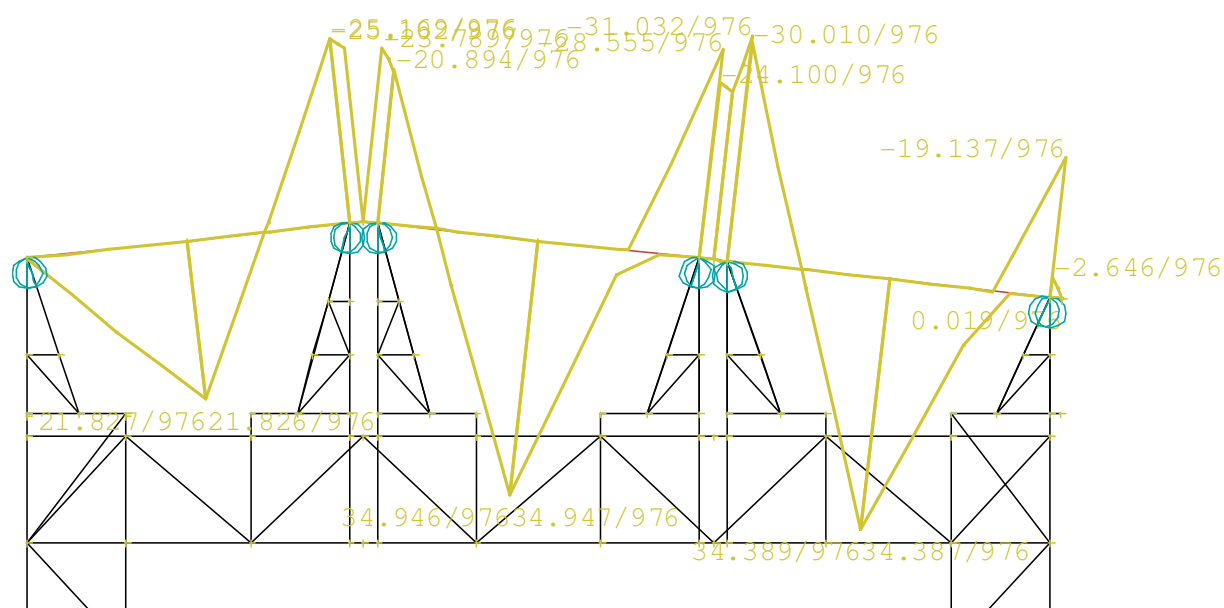
Vyhoví

Posudek $N_{max}+M$

Největší normálové namáhání způsobuje kombinace C976, kterou tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Obvodový plášť, Stálé zatížení střešní plášť mezi loďmi 7 a 8, Sníh- navátý Pravý, Podélný vítr tlak (zleva), Jeřáb dominantní svislé (vpravo) postavení 1.



Normálové síly na průvlacích-Obalová křivka



Ohybové momenty na průvlacích-C976

$$N_{Ed,max} = 42,437 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 34,946 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,437}{\frac{0,894 \cdot 928,250}{1}} + 1 \cdot \frac{34,946}{\frac{0,964 \cdot 65,372}{1}} = 0,05 + 0,56 = 0,61 \leq 1$$

(5.1.5-2)

Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,437}{\frac{0,462 \cdot 928,250}{1}} + 1 \cdot \frac{34,946}{\frac{0,964 \cdot 65,372}{1}} = 0,10 + 0,56 = 0,66 \leq 1$$

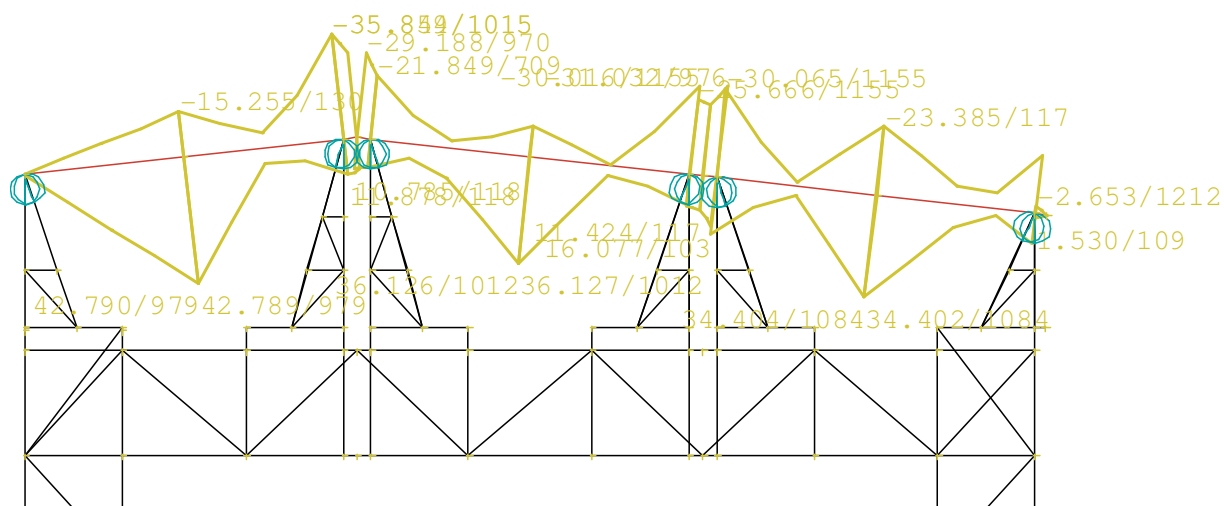
(5.1.5-3)

Vyhoví

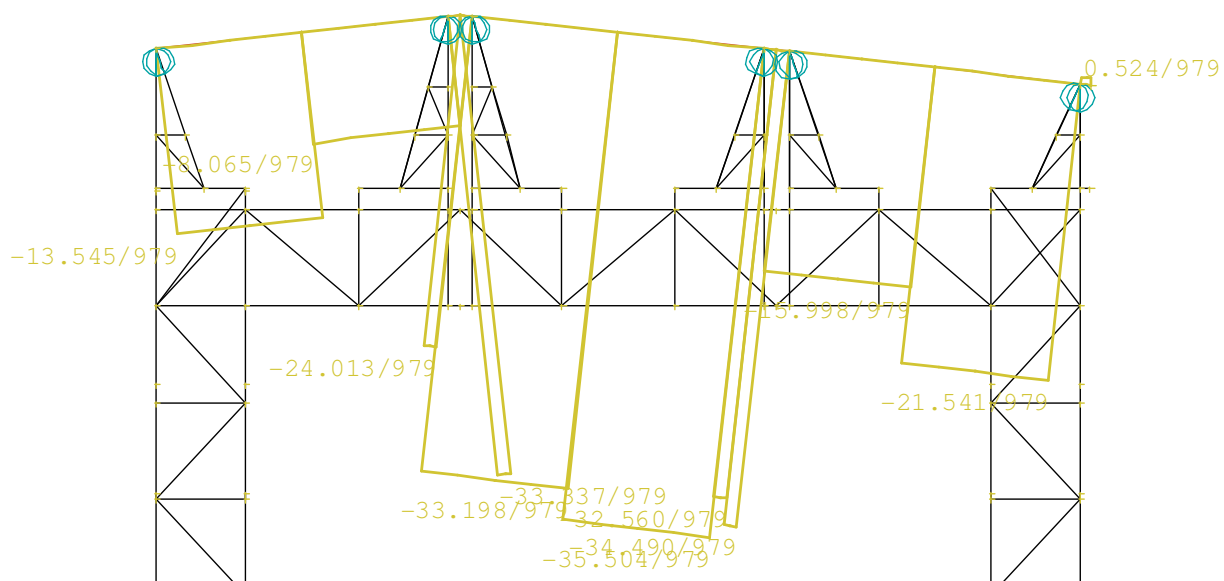
Posudek N+M_{max}

Největší ohybové namáhání způsobuje kombinace C979, kterou tvoří tato zatížení:
Vlastní tíha, Krytina střechy, Technologie, Obvodový plášť, Stálé zatížení střešní plášť mezi

lod'ni 7 a 8, Sníh- navátý Pravý, Podélný vítr tlak (Pravý), Jeřáb dominantní svislé (vpravo)
postavení 1.



Ohybové momenty na průvlacích-Obalová křivka



Normálové síly na průvlacích-C979

$$N_{Ed} = 42,790 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -13,545 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{13,545}{\frac{0,894 \cdot 928,250}{1}} + \frac{42,790}{\frac{0,964 \cdot 65,372}{1}} = 0,02 + 0,68 = 0,70 \leq 1$$

(5.1.5-4)

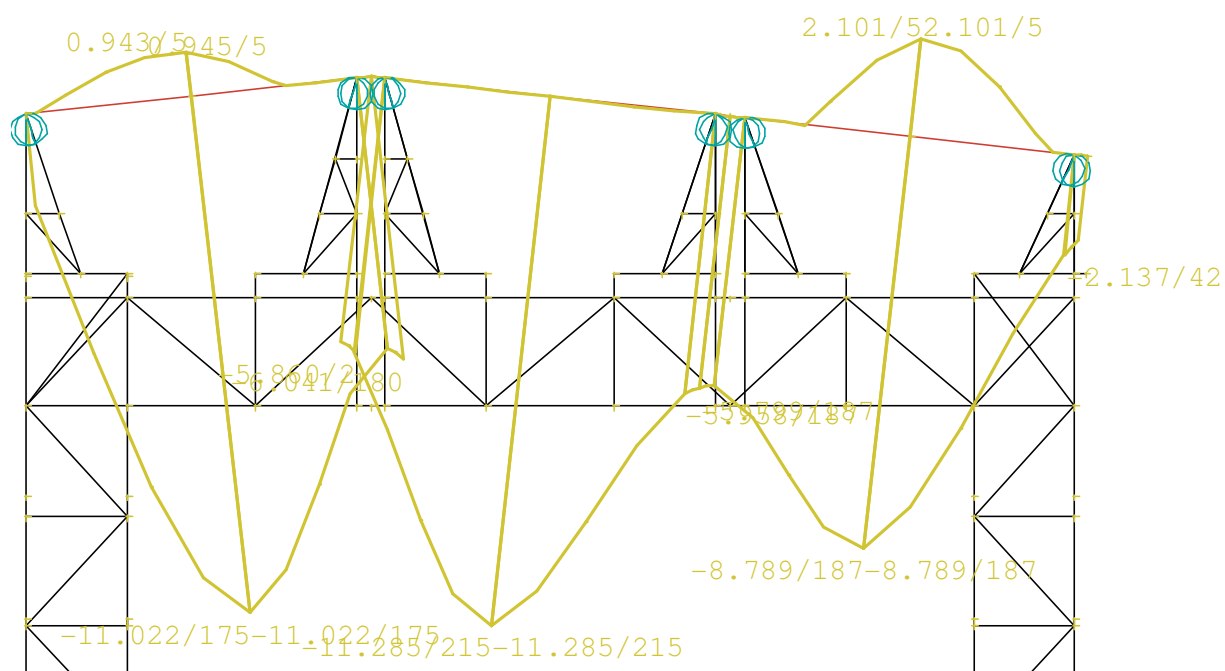
Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{13,545}{\frac{0,462 \cdot 928,250}{1}} + \frac{42,790}{\frac{0,964 \cdot 65,372}{1}} = 0,03 + 0,68 = 0,71 \leq 1$$

(5.1.5-5)

Vyhoví

MSP



Průhyb průvlaku-obalová křivka

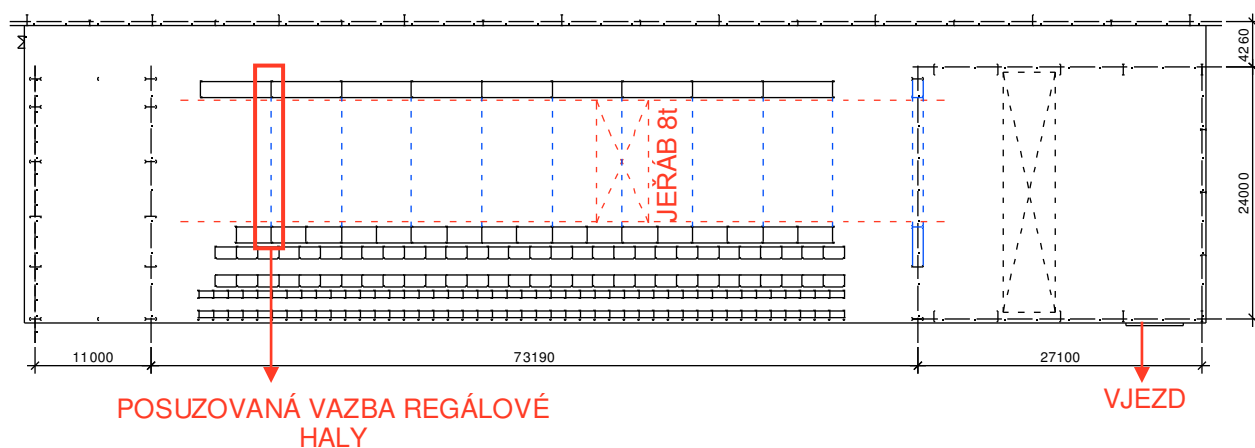
$$\delta = 11,285 \text{ mm} \geq \delta_{lim} = \frac{l}{300} = 16,23 \text{ mm}$$

(5.1.5-6)

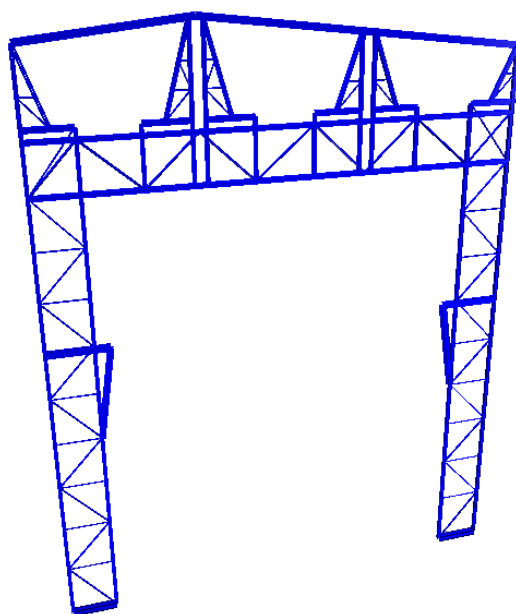
Vyhovuje

5.2 Posudek první charakteristické vazby regálové haly o zatěžovací šířce 9,1 m

Jedná se o první charakteristickou vazbu regálové haly, tvořenou stávajícími sloupy regálové haly a navrhovaným vazníkem. Tato vazba regálové haly bude nejzatíženější vzhledem k tomu, že přenáší zatížení na zatěžovací šířce 9,1 m ($6,7 \text{ m} / 2 + 11,5 \text{ m} / 2$). Pro přehlednost diplomové práce jsou kompletní posudky umístěny do příloh, součástí hlavní stati jsou jen výsledky posudků.



Posuzovaná vazba regálové haly [9]



Vizualizace posuzované vazby

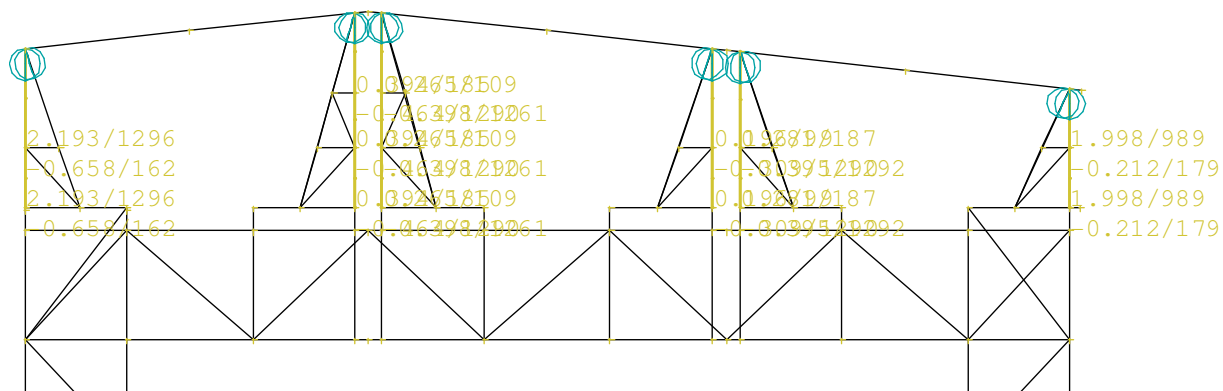
5.2.1 Posudek nástavců sloupů regálové haly

Nástavce regálové haly jsou tvořeny následujícími prvky: **svislý sloupek 2x U120 x 65 mm** (stejný jako horní polovina sloupu regálové haly), **šikmý sloupek 2x U120 x 65 mm**. **Příhradová výplň je tvořena rovnoramenným úhelníkem 40x40x5 mm**.

Svislý sloupek nástavce

Vzhledem ke zjevnému malému využití prvků nástavců, je pro zkrácení výpočtu příhodné uvažovat při posudku maximální normálovou sílu a maximální moment v jedné kombinaci. Posudek profilu na smyk je prakticky zbytečný, jelikož smykové síly jsou velice malé.

Posudek na smyk



Průběh smykových sil na nejzatíženější svislici-obalová křivka

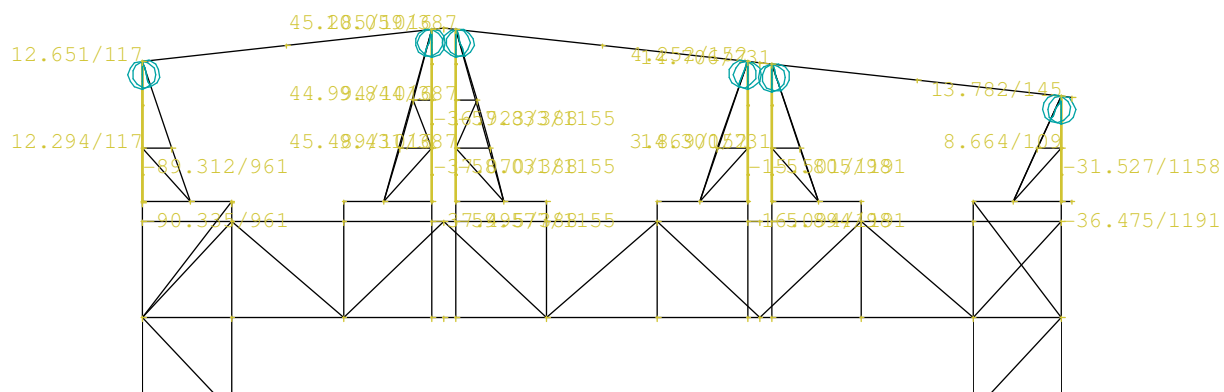
$$V_{max,Ed} = 42,237 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,04 \cdot 110 \cdot 5,235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 77,608 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 2,103 \text{ kN}$$

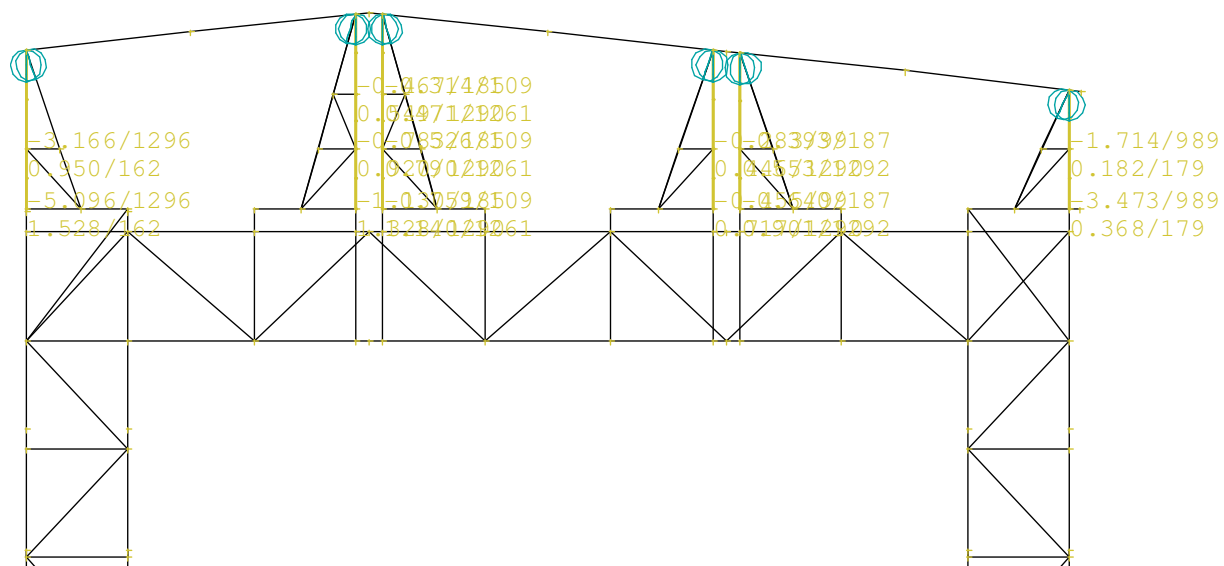
(5.2.1-1)

Vyhoví

Posudek $M_{\max} + N_{\max}$



Normálové síly na svislých sloupcích nástavce regálové haly- obalová křivka



Ohybové momenty na svislých sloupcích nástavce regálové haly- obalová křivka

$$M_{Ed,max} = 5,096 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,max} = 90,335 \text{ kN}$$

Posudek

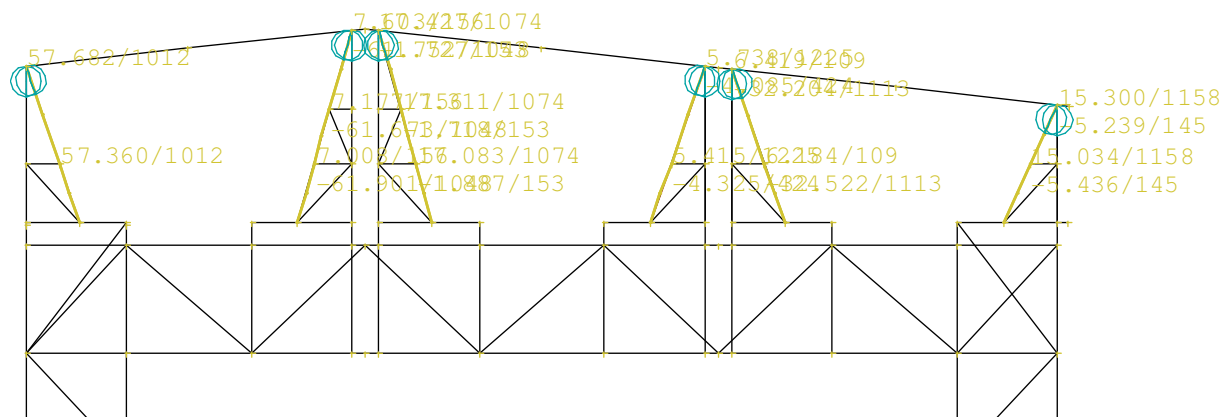
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{90,335}{0,930 \cdot 564} + 1 \cdot \frac{5,096}{7,238} = 0,18 + 0,70 = 0,88 \leq 1$$

(5.2.1-2)

Vyhoví

Posudek šikmého sloupku

Je tvořen profily 2x U120 x 65 mm, z ohýbaného plechu. V průřezu vzniká pouze normálová síla. Je tedy nutné vzpěrné tahové posouzení.



Normálové síly na šikmých sloupcích-Obalová křivka

$$N_{max,tlak} = 61,901 \text{ kN}$$

$$N_{max,tah} = 57,360 \text{ kN}$$

Tahové posouzení

$$N_{Rd} = A \cdot f_y = 2.2,4 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 564 \text{ kN} \geq N_{max,tah} = 57,360 \text{ kN}$$

(5.2.1-3)

Vyhoví

Tlakové posouzení

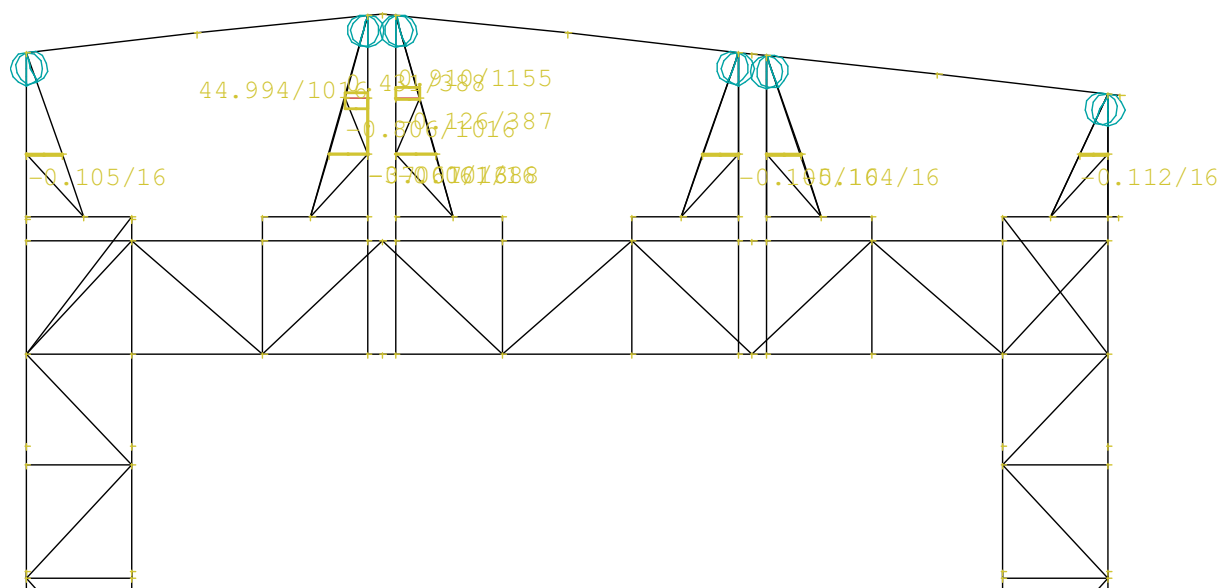
$$N_{bd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y = 0,929 \cdot 2.2,4 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 523,96 \text{ kN} \geq N_{max,tlak} = 61,901 \text{ kN}$$

(5.2.1-4)

Vyhoví

Posudek výplňových svislic nástavců sloupů regálové haly

Výplňové svislice nástavců jsou tvořeny rovnoramennými úhelníky 40x5 mm.



Normálové síly na svislicích nástavců-Obalová křivka

$$N_{max,tlak} = 37,070 \text{ kN}$$

$$N_{max,tah} = 44,994 \text{ kN}$$

Tahové posouzení

$$N_{Rd} = A \cdot f_y = 430 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 101,05 \text{ kN} \geq N_{max,tah} = 37,070 \text{ kN}$$

(5.2.1-5)

Vyhoví

Tlakové posouzení

$$N_{bd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y = 0,8430 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 80,84 \text{ kN} \geq N_{max,tlak} = 44,994 \text{ kN}$$

(5.2.1-6)

Vyhoví

Výplňové diagonály nástavců jsou tvořeny rovnoramennými úhelníky 40x5 mm.



$$N_{max.tlak} = 15,356 \text{ kN}$$

$$N_{max,tah} = 7,996 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_y = 430 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 101,05 \text{ kN} \geq N_{max,tah} = 15,356 \text{ kN}$$

(5.2.1-7)

Vyhoví

$$N_{bd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y = 0,361.430 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 36,48 \text{ kN} \geq N_{max,tlak} = 15,356 \text{ kN}$$

(5.2.1-8)

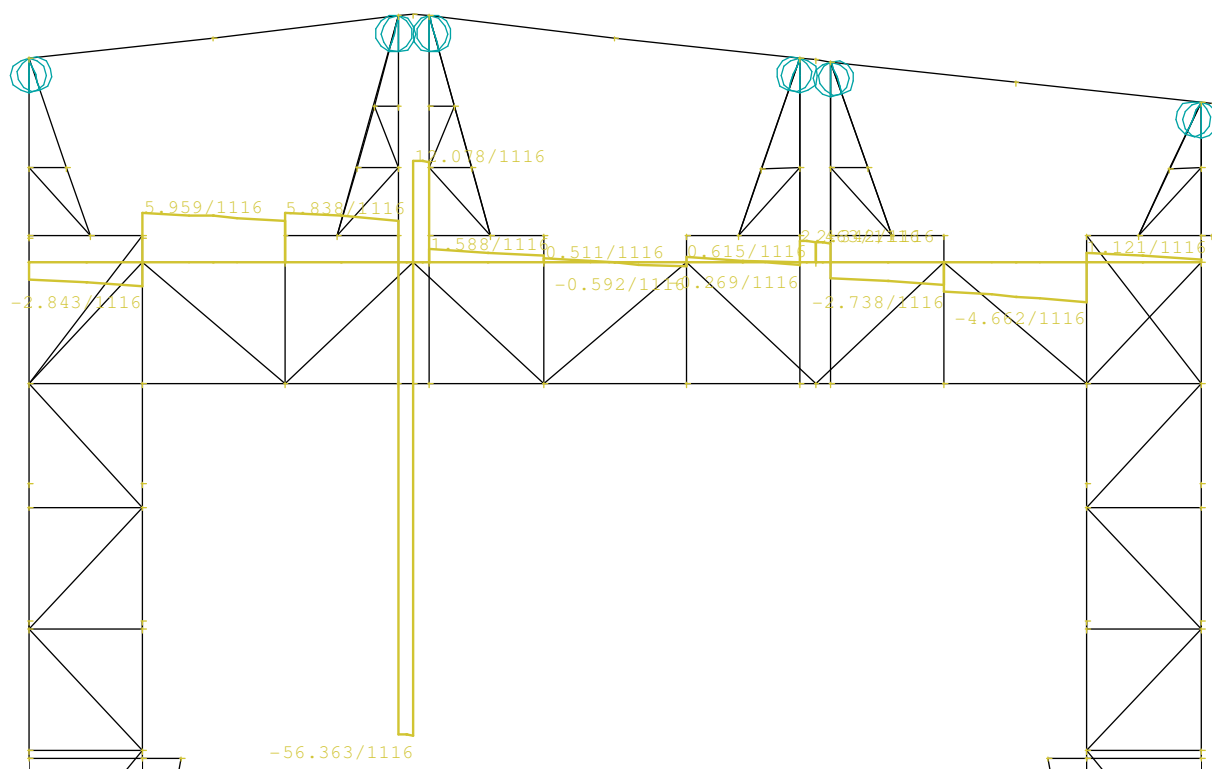
Vyhoví

Horní pás vazníku tvoří dva profily U140, které jsou připojeny svarovými spoji na stávající sloupky regálové haly.

MSÚ

Smykové posouzení horního pásu vazníku

Nejnepříznivější kombinací pro smykové síly na průřezu, je kombinace C1116. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh navátý Levý, Podélný vítr největší tlak (pravý), Jeřáb rozjezd kočky pozice 1 (břemeno vpravo).



Průběh posouvajících sil na horním pásu vazníku

$$V_{max,Ed} = 56,363 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,04 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 282,2 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 56,4 \text{ kN}$$

(5.2.2-1)

Vyhoví

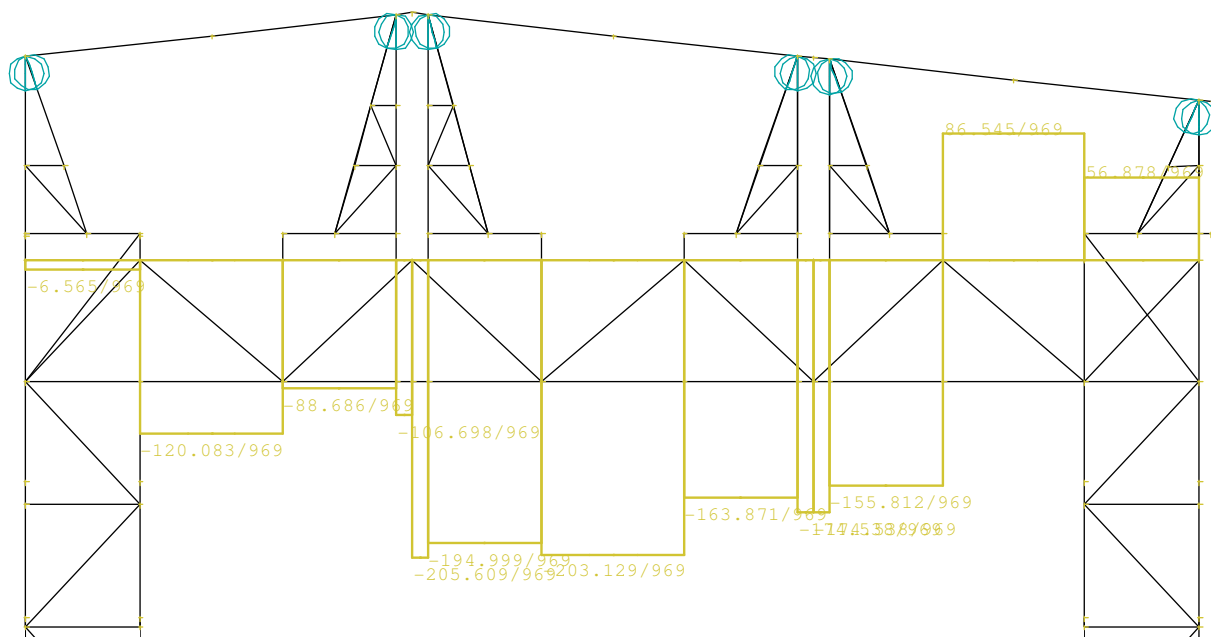
Posudek $N_{max} + M$

Nejnepříznivější kombinací pro normálové síly na horním pásu vazníku je kombinace C969, jež je tvořena: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie,

Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh nenavátý, Podélný Vítr tlak (levý), jeřáb pozice 1. Dominantní svislé zatížení (jeřáb vpravo).

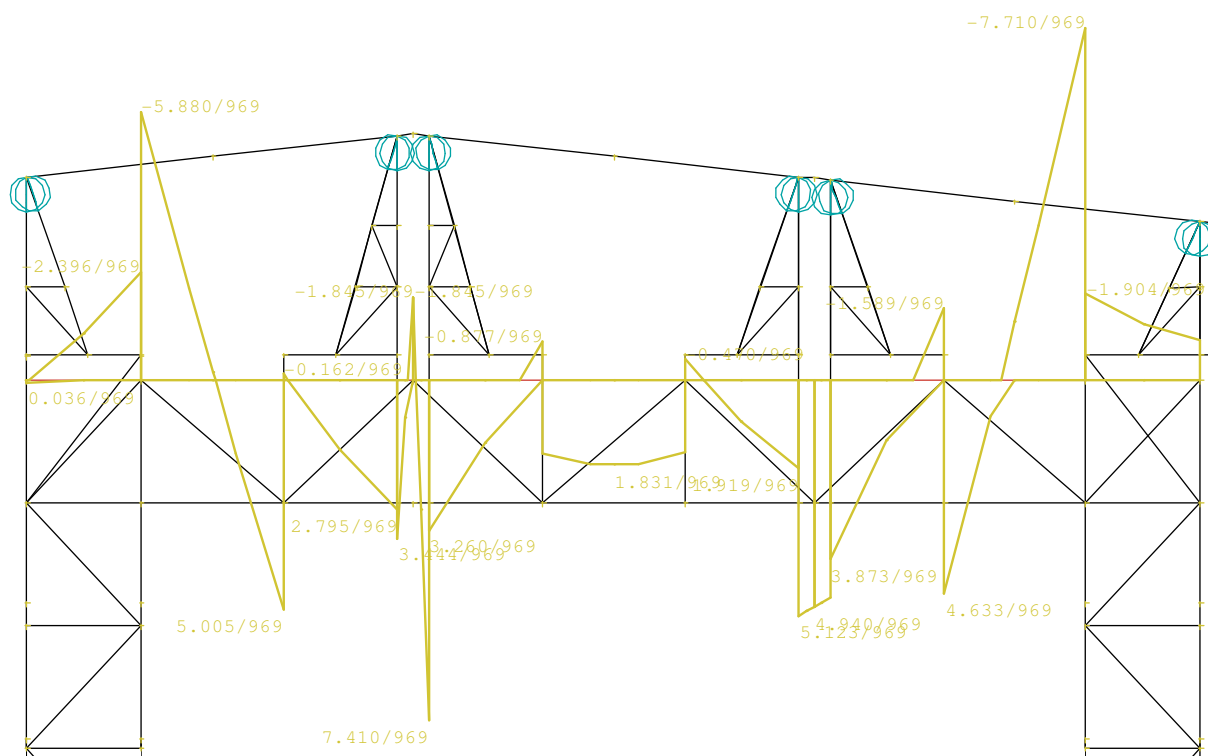
$$N_{Ed,max} = -205,609 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = 7,410 \text{ kNm}$$



Průběh normálových sil na horním pásu vazníku C969

Příslušný ohybový moment pro kombinaci C969 je následující.



Průběh ohybových momentů na horním pásu vazníku C969

Vzpěrné délky jednotlivých prutů

- vzpěrná délka v rovině příhrady $L_{cr,y} = 1860 \text{ mm}$ (vzdálenost styčníků)
- vzpěrná délka z roviny příhrady $L_{cr,z} = 1860 \text{ mm}$ (vzdálenost původního zavětrování)
- klopící délka $L_{LT} = 1860 \text{ mm}$ (vzdálenost původního zavětrování)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{205,609}{\frac{0,915 \cdot 958}{1}} + 1,0 \cdot \frac{7,410}{\frac{0,780 \cdot 40,608}{1}} = 0,23 + 0,23 = 0,43 \leq 1$$

(5.2.2-2)

Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{205,609}{\frac{0,385 \cdot 958}{1}} + 1,0 \cdot \frac{7,410}{\frac{0,780 \cdot 40,608}{1}} = 0,56 + 0,23 = 0,79 \leq 1$$

(5.2.2-3)

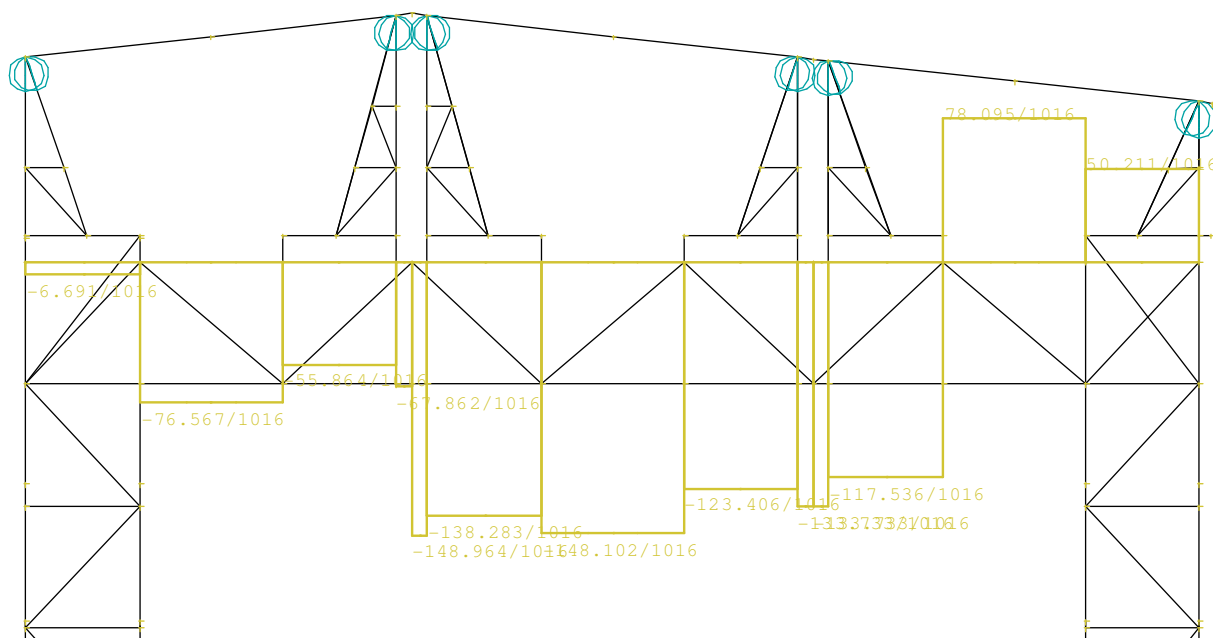
Vyhoví

Posudek $M_{\max} + N$

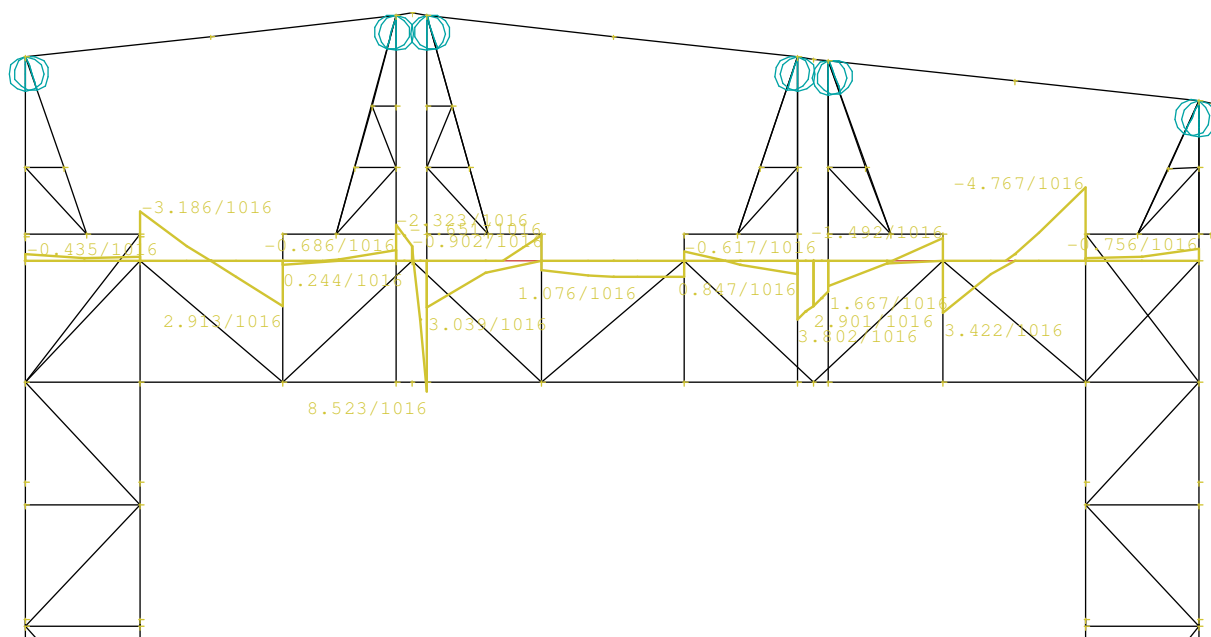
Nejnepříznivější kombinací pro ohybové momenty na horním pásu vazníku je kombinace C1016, jež je tvořena: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh navátý pravý, Podélný Vítr tlak (levý), jeřáb pozice 1. Dominantní svislé zatížení (jeřáb vlevo).

$$N_{Ed} = -148,964 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y,max} = 8,523 \text{ kNm}$$



Průběh normálových sil na horním pásu vazníku C1016



Průběh ohybových momentů na horním pásu vazníku C1016

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{148,964}{0,915.958} + 1,0 \cdot \frac{8,523}{0,773.40,608} = 0,17 + 0,27 = 0,44 \leq 1$$

(5.2.2-4)

Vyhoví

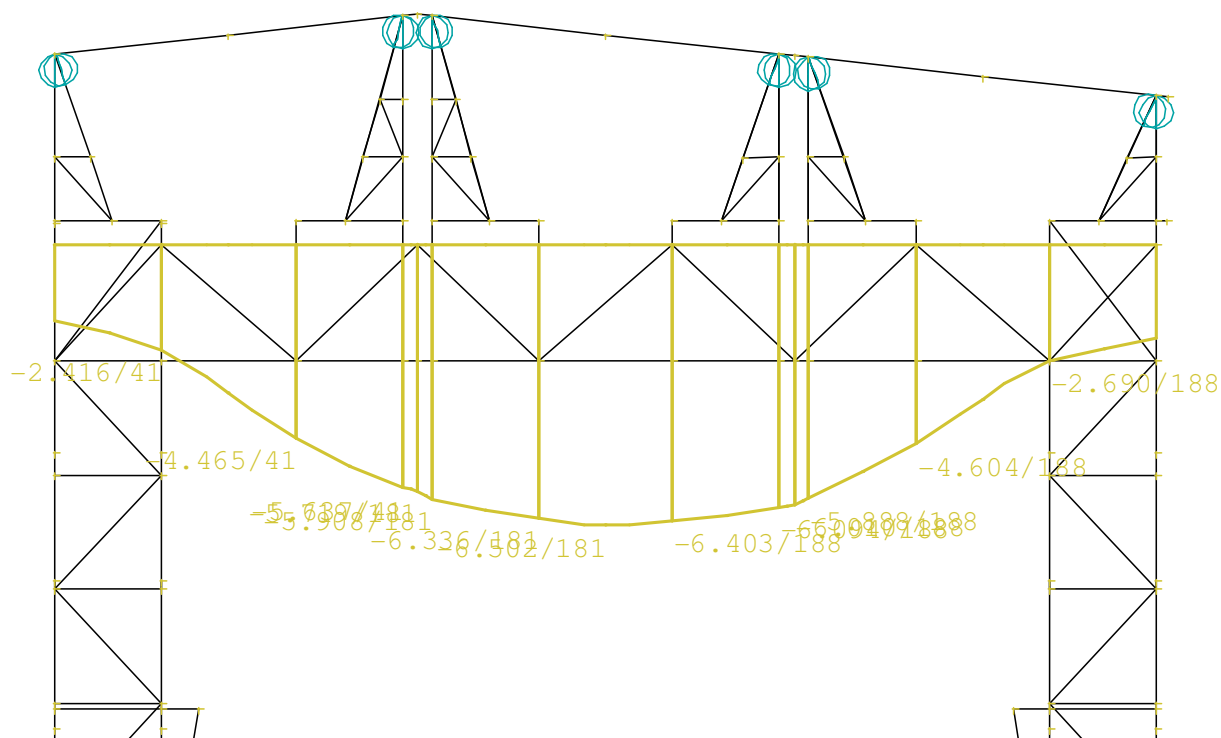
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{148,964}{0,385.958} + 1,0 \cdot \frac{8,523}{0,773.40,608} = 0,41 + 0,27 = 0,68 \leq 1$$

(5.2.2-5)

Vyhoví

MSP

V mezním stavu použitelnosti je nejnebezpečnější kombinací kombinace C180. V této kombinaci se nachází následující zatížení: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh nenavátý, Podélný Větrání (levý), jeřáb pozice 1. Rozjezd kočky (jeřáb vpravo).



Průběh deformací na horním pásu vazníku

$$\delta = 6,5 - 2,4 = 4,1\text{mm} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{300} = 41,7\text{mm}$$

(5.2.2-6)

Vyhoví

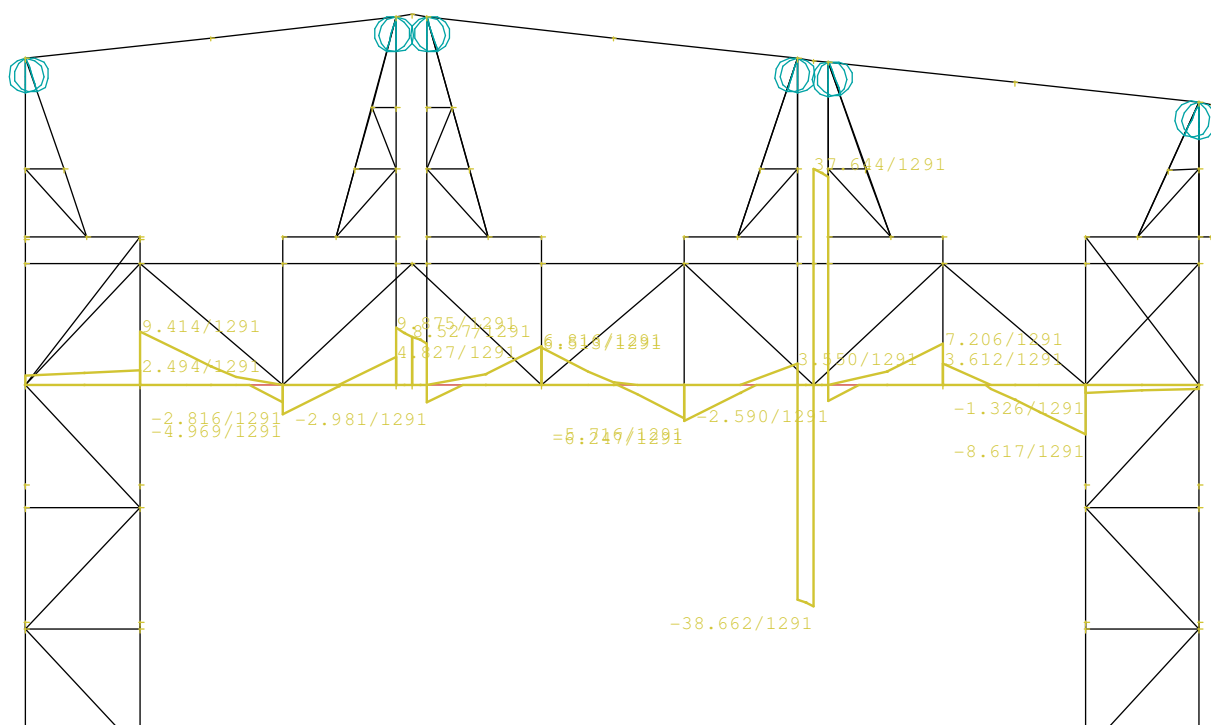
5.2.3 Posudek dolního pásu vazníku

Dolní pás vazníku tvoří dva profily U140, které jsou připojeny svarovými spoji na stávající sloupky regálové haly.

MSÚ

Smykové posouzení dolního pásu vazníku

Nejnepříznivější kombinací pro smykové síly na průřezu, je kombinace C1291. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh navátý Pravý, Podélný vítr největší tlak (levý), Jeřáb příčení pozice 1 (břemeno vpravo).



Průběh posouvajících sil na dolním pásu vazníku

$$V_{max,Ed} = 38,662 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,04 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 282,2 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 38,662 \text{ kN}$$

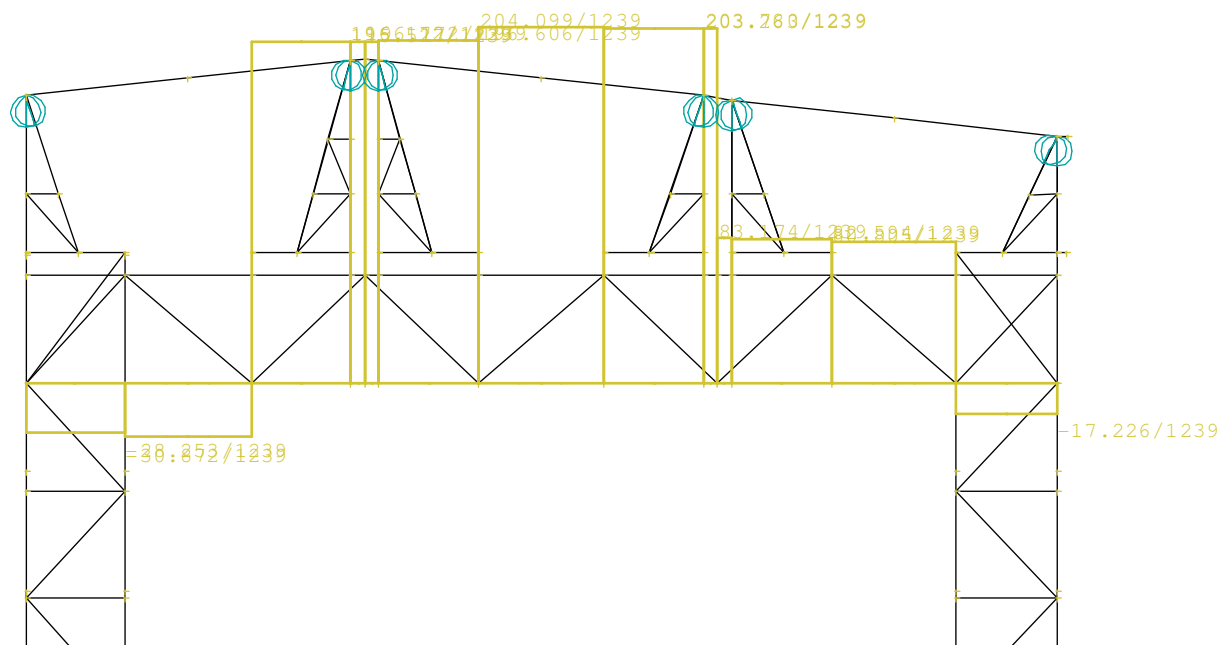
(5.2.3-1)

Vyhoví

Posudek $N_{max} + M_{max}$ (tahové posouzení)

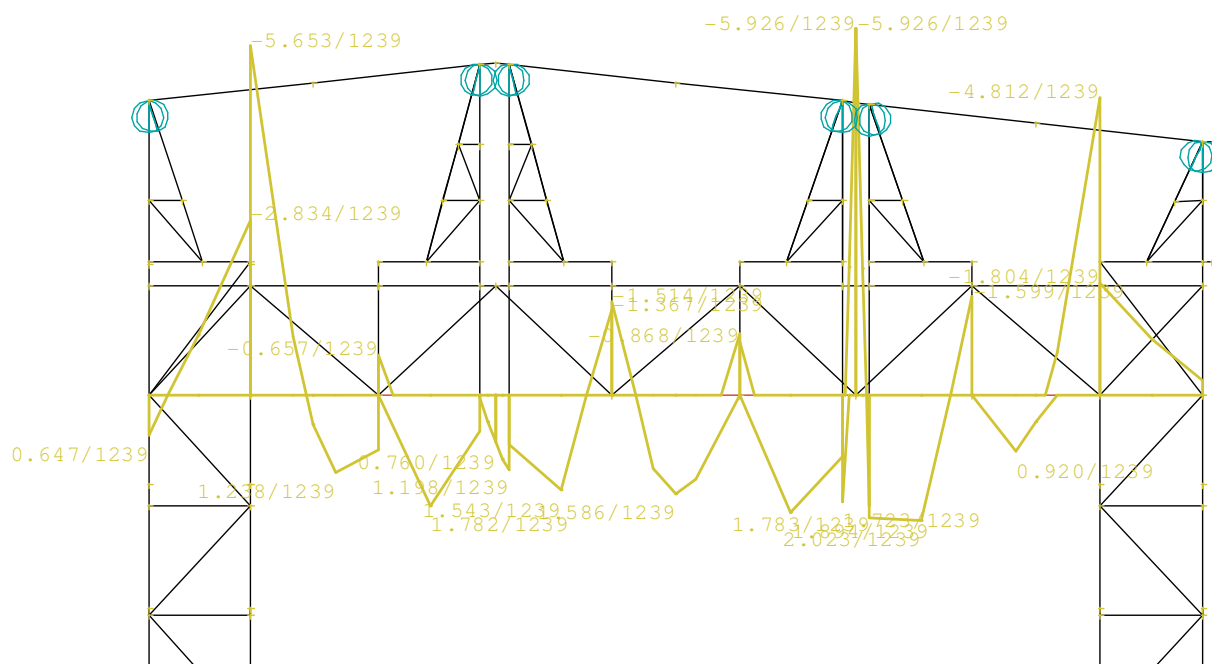
Nejnepříznivější kombinací pro normálové síly na horním pásu vazníku je kombinace C1239, jež je tvořena: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť,

Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh nenavátý, Podélný Vítr tlak (levý), jeřáb pozice 1. Dominantní svislé zatížení pozice 2 (jeřáb vpravo).



Průběh normálových sil na horním pásu vazníku C1239

Příslušný ohybový moment pro kombinaci C1239 je následující.



Průběh ohybových momentů na horním pásu vazníku C1239

$$N_{Ed,max} = 203,763 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y,max} = 5,926 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{max,Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{203,763}{\frac{958,800}{1}} + \frac{5,926}{\frac{40,600}{1}} = 0,21 + 0,15 = 0,36 \leq 1$$

(5.2.3-2)

Vyhoví

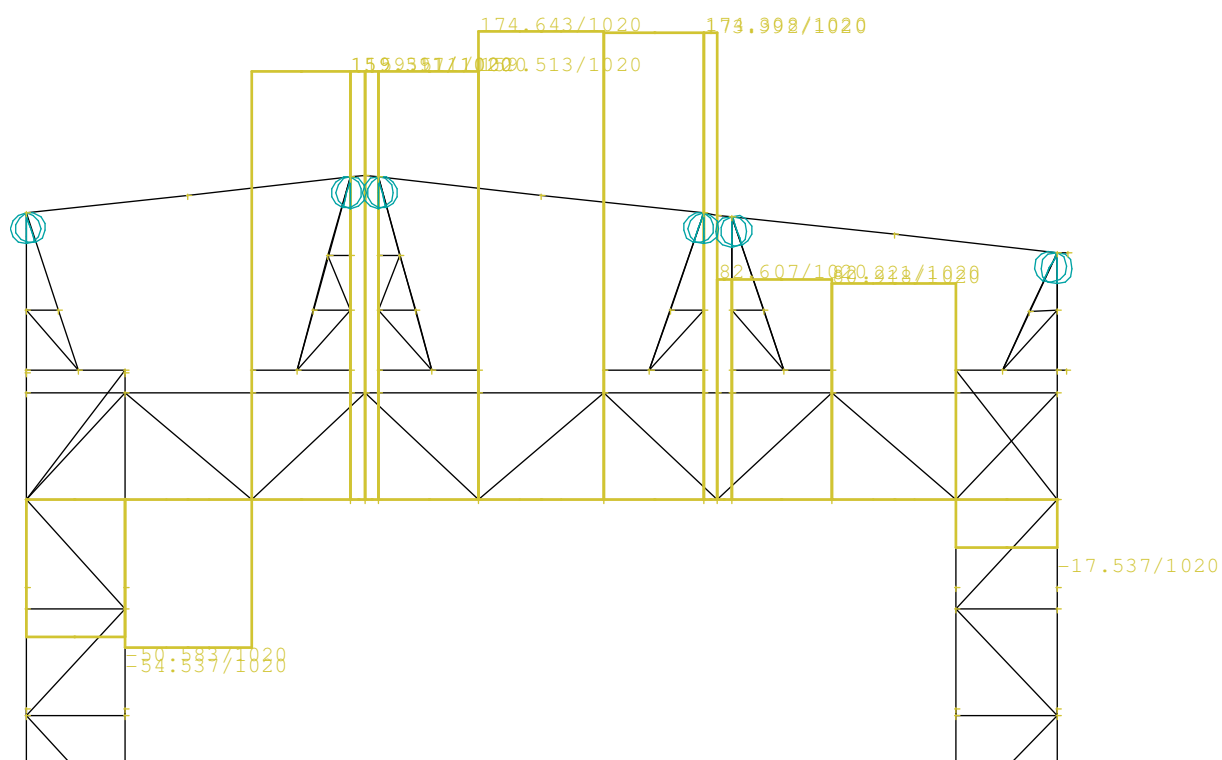
Jelikož kombinace C1239 je extrémní i z hlediska průběhu ohybových momentů, není nutné provádět další tahový posudek. Průřez vyhovuje.

Posudek $M_{max} + N_{max}$

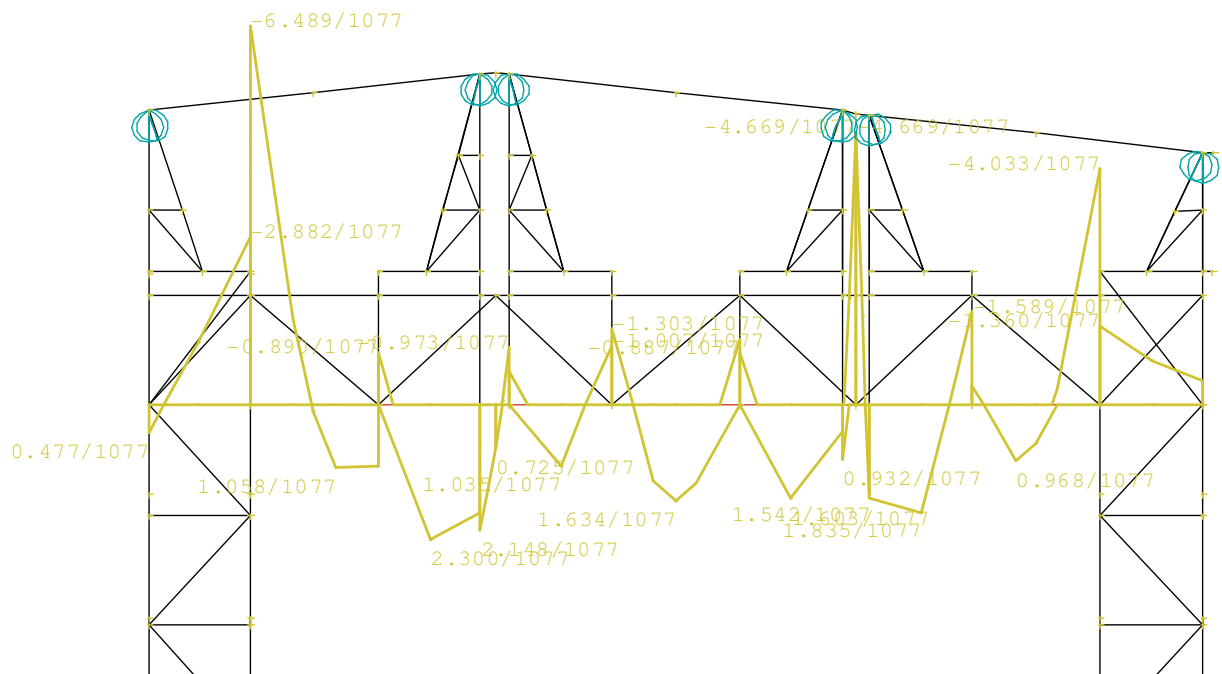
Vzhledem k malým tlakovým normálovým silám působícím na dolním pásu vazníku, je patrné, že navrhovaný průřez s velkou rezervou vyhoví (porovnání poskytne posudek horního pásu). Je tedy možné pro zkrácení posudku uvažovat nejnepříznivější působení tlakové normálové síly a ohybového momentu v jednom zatěžovacím stavu.

$$N_{Ed,max} = 54,337 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 6,489 \text{ kNm}$$



Průběh normálových sil na horním pásu vazníku C1020



Průběh ohybových momentů na horním pásu vazníku C1077

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{54,337}{\frac{0,915.958}{1}} + 1,0 \cdot \frac{6,489}{\frac{0,775.40,608}{1}} = 0,06 + 0,21 = 0,27 \leq 1$$

(5.2.3-3)

Vyhoví

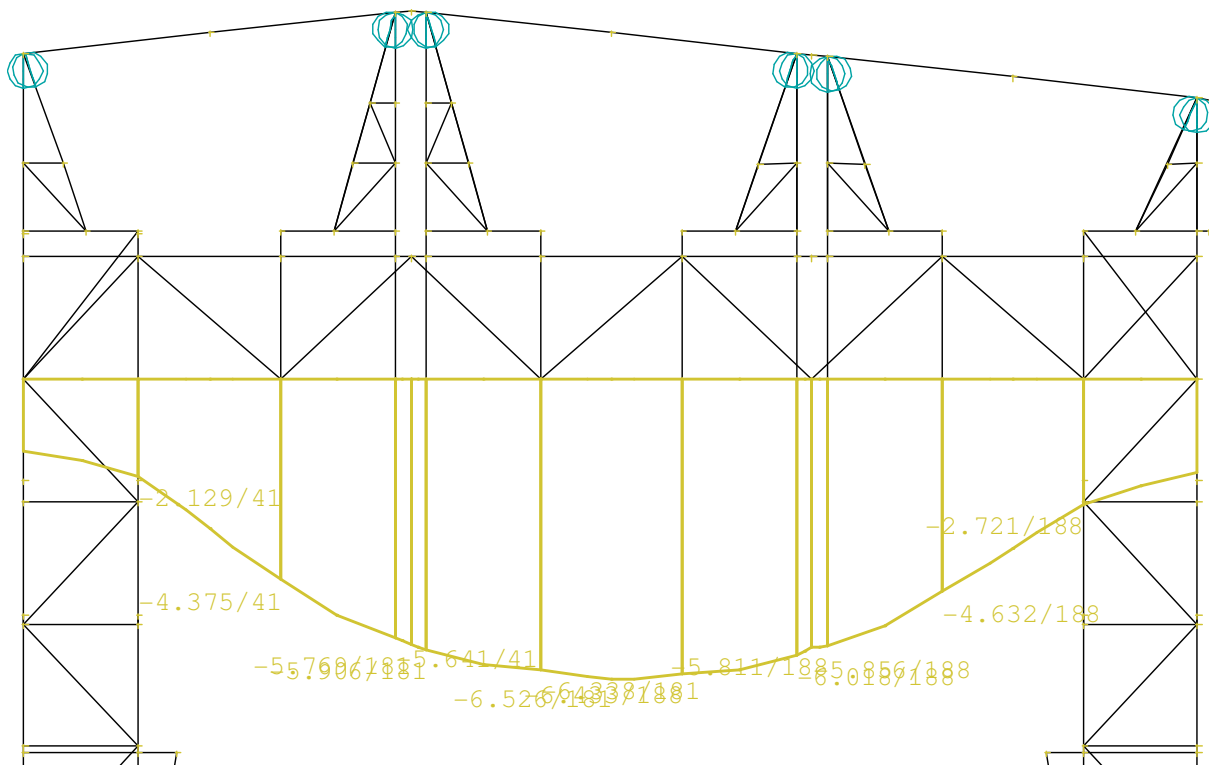
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{54,337}{\frac{0,385.958}{1}} + 1,0 \cdot \frac{6,489}{\frac{0,775.40,608}{1}} = 0,15 + 0,21 = 0,36 \leq 1$$

(5.2.3-4)

Vyhoví

MSP

V mezním stavu použitelnosti je nejnebezpečnější kombinací kombinace C180. V této kombinaci se nachází následující zatížení: Vlastní tíha konstrukce, Krytina střechy, Obvodový plášť, Technologie, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Sníh nenavátý, Podélný Větrání (levý), jeřáb pozice 1. Rozjezd kočky (jeřáb vpravo).



Průběh deformací na horním pásu vazníku

$$\delta = 6,5 - 2,1 = 4,4\text{mm} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{300} = 41,7\text{mm}$$

(5.2.3-5)

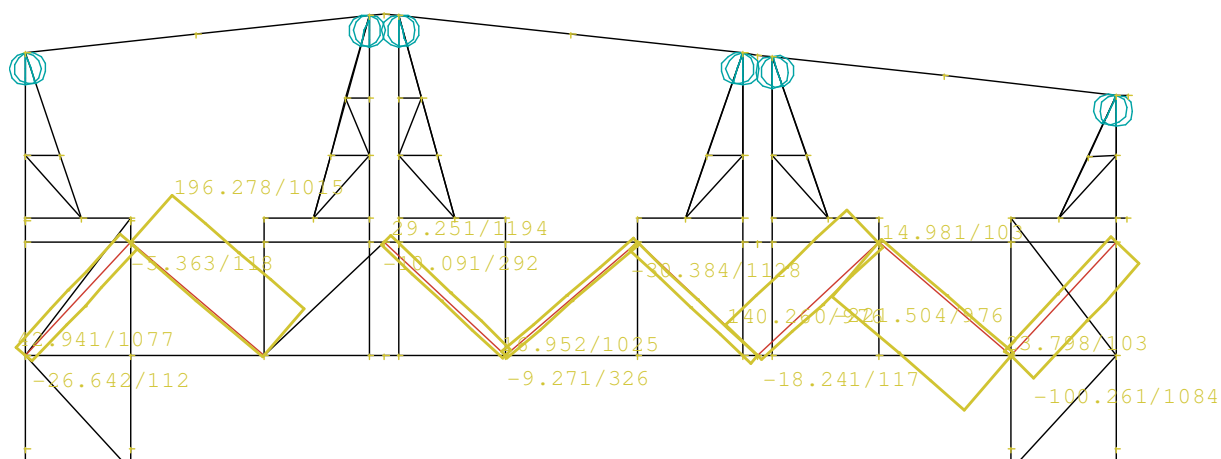
Vyhoví

5.2.4 Posudek diagonál vazníku regálové haly

Diagonály příhradového vazníku regálové haly jsou tvořeny dvěma úhelníky 60x6 mm, jenž jsou svarově připojeny k horním a dolním pásům vazníků. Vzhledem k tomu že délky diagonál nejsou shodné, bude vzpěrná délka uvažována konzervativně pro nejdelší z nich.

$$L_{cr} = 0,9.2453 = 2208\text{mm}$$

(5.2.4-1)



Obalová křivka extrémních normálových sil na diagonálách

Posudek

Pro taženou diagonálu:

$$N_{Rk} = 2 \cdot A \cdot f_{yd} = 2.691.235 = 324,77 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 196,278 \text{ kN} \quad (5.2.4-2)$$

Vyhoví

Pro tlačnou diagonálu:

$$N_{b,Rd} = 2 \cdot \chi_y A \cdot f_{yd} = 2.0432.691.235 = 140,30 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 100,261 \text{ kN} \quad (5.2.4-3)$$

Vyhoví**5.2.5 Posudek svislic vazníku regálové haly**

Svislice příhradového vazníku jsou tvořeny zbytky sloupů, jejichž spodní části budou odstraněny. Horní části těchto sloupů jsou tvořeny profily 2x U120 x 65 mm. Tyto profily jsou vyráběny z ohýbaného plechu.

Průřezové charakteristiky:

$$A = 4.65.5 + 2.110.5 = 2400 \text{ mm}^2 \quad (5.2.5-1)$$

$$I_y = 2.130.5.57,5^2 + 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 5 \cdot 110^3 = 5,407 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (5.2.5-2)$$

$$I_z = \frac{2}{12} \cdot 5 \cdot 135^2 + \frac{1}{12} \cdot 110 \cdot 15^3 - \frac{1}{12} \cdot 120 \cdot 5^3 = 2,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (5.2.5-3)$$

$$W_z = \frac{2,08 \cdot 10^6}{67,5} = 30,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (5.2.5-4)$$

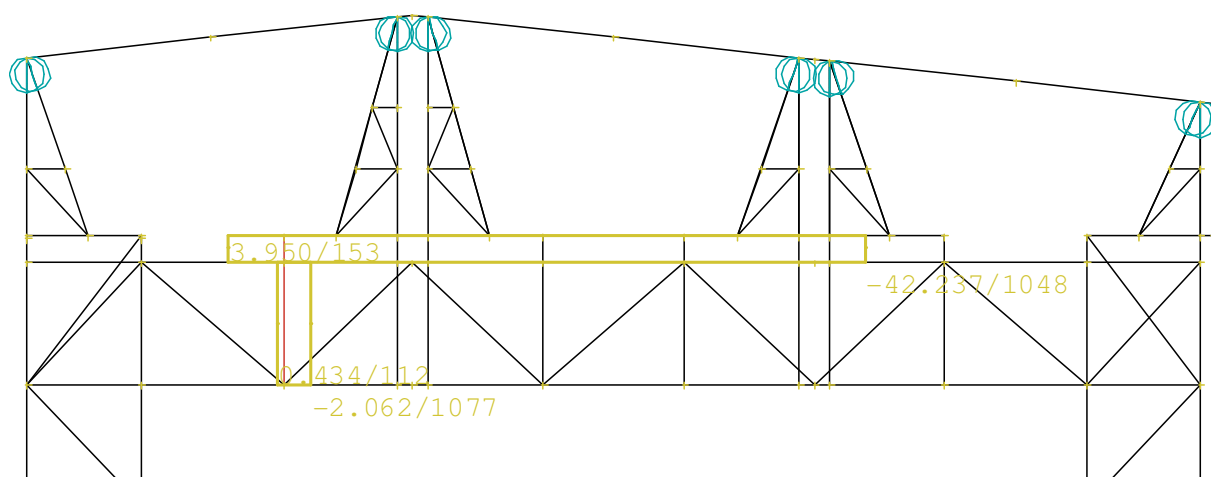
$$i_y = \sqrt{\frac{5,407 \cdot 10^6}{2400}} = 47,5 \text{ mm} \quad (5.2.5-5)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{2,08 \cdot 10^6}{2400}} = 29,4 \text{ mm} \quad (5.2.5-6)$$

Posudek

Smyková únosnost profilu

Největší smykové síly vyvozuje na svislicích kombinace C1048, jež je tvořena následujícím zatížením: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh navátý Pravý, Vítr podélný největší tlak levý, Střešní plášť, Obvodový plášť, Technologie, Zatížení střešním pláštěm v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb dom. svislé poloha 1. břemeno vpravo.



Průběh smykových sil na nejzatíženější svislici-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 42,237 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,04.110.5.235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 155,215 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 42,237 \text{ kN}$$

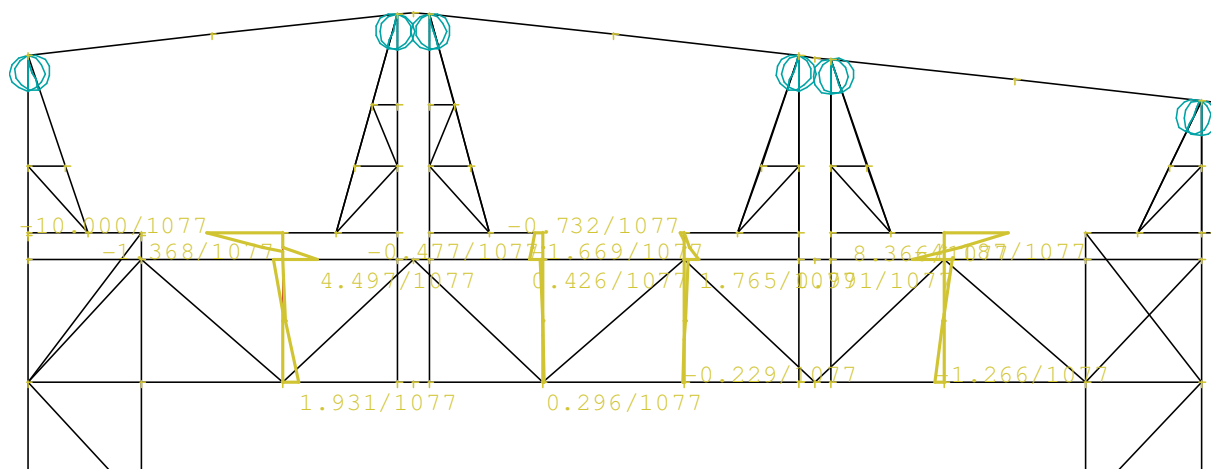
(5.2.5-7)

Vyhoví

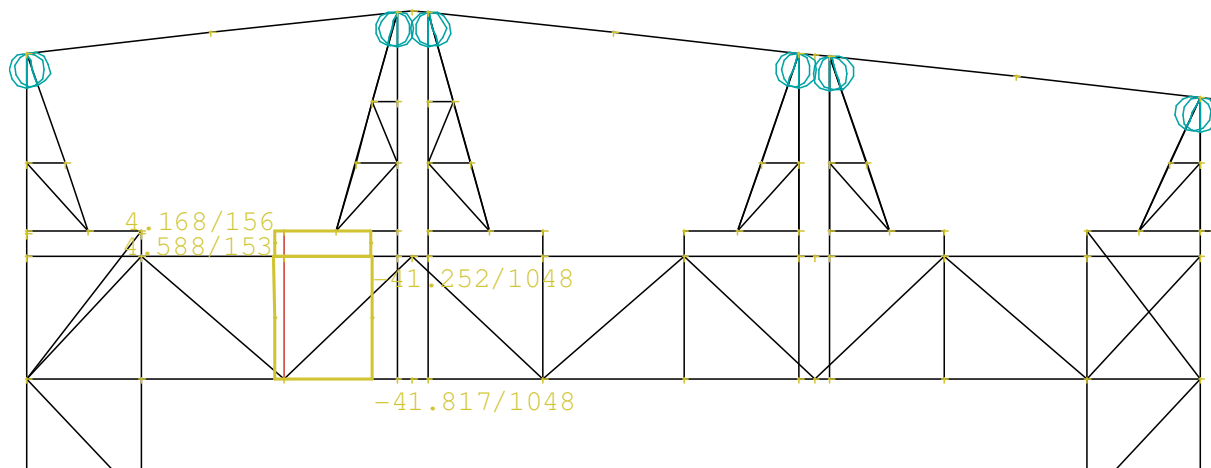
$M_{max} + N_{max}$

Vzhledem k tomu, že profil má únosnost vysoce převyšující jeho namáhání, je pro zkrácení výpočtu žádoucí provést vzpěrný posudek s uvažováním maximálního momentu i maximální normálové síly v jedné kombinaci.

Největší působení ohybového momentu na svislicích příhradového vazníku nastává za působení kombinace C1077. Tato kombinace je tvořena následujícím zatížením: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr (největší tlak) Pravý, Technologie, Střešní plášť, Zatížení střešním pláštěm v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Obvodový plášť, Jeřáb rozjezd kočky poloha 1. břemeno vlevo.



Průběh maximálního momentu na konstrukci C1077



Průběh normálových sil na konstrukci na nejzatíženější svislici-obalová křivka

$$N_{Ed,max} = 41,817 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 4,497 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{41,817}{\frac{0,801 \cdot 1128}{1}} + 1 \cdot \frac{4,497}{\frac{14,476}{1}} = 0,05 + 0,31 = 0,36 \leq 1$$

(5.2.5-8)

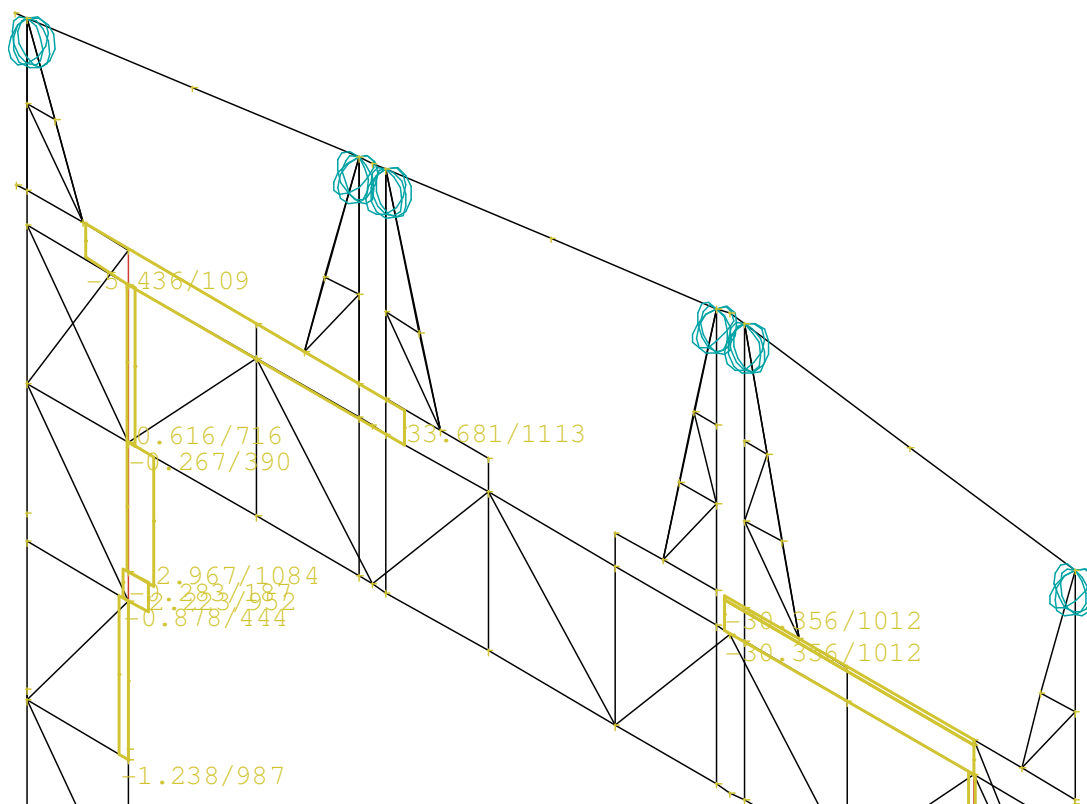
Vyhoví

5.2.6 Posudek pásů sloupů v oblasti rámového rohu

Horní části sloupů regálové haly (montážní styk v úrovni +11,5 m) jsou tvořeny dvojicí profilů U120 x 65 mm. Průřezové charakteristiky tohoto profilu jsou uvedeny v kapitole 5.2.5. Pásky sloupů jsou namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu (ohybový moment M_z je zanedbatelný). Namáhání smykovou silou je rovněž zanedbatelné, avšak pro úplnost bude do výpočtu zahrnuto.

Je patrné, že zatíženější bude řada sloupů podporující rovněž krytý přístřešek v prostoru mezi loďmi 7 a 8.

Posudek smykové únosnosti



Posouvající síly na pásech sloupů tvořící rámový roh-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 33,681 \text{ kN}$$

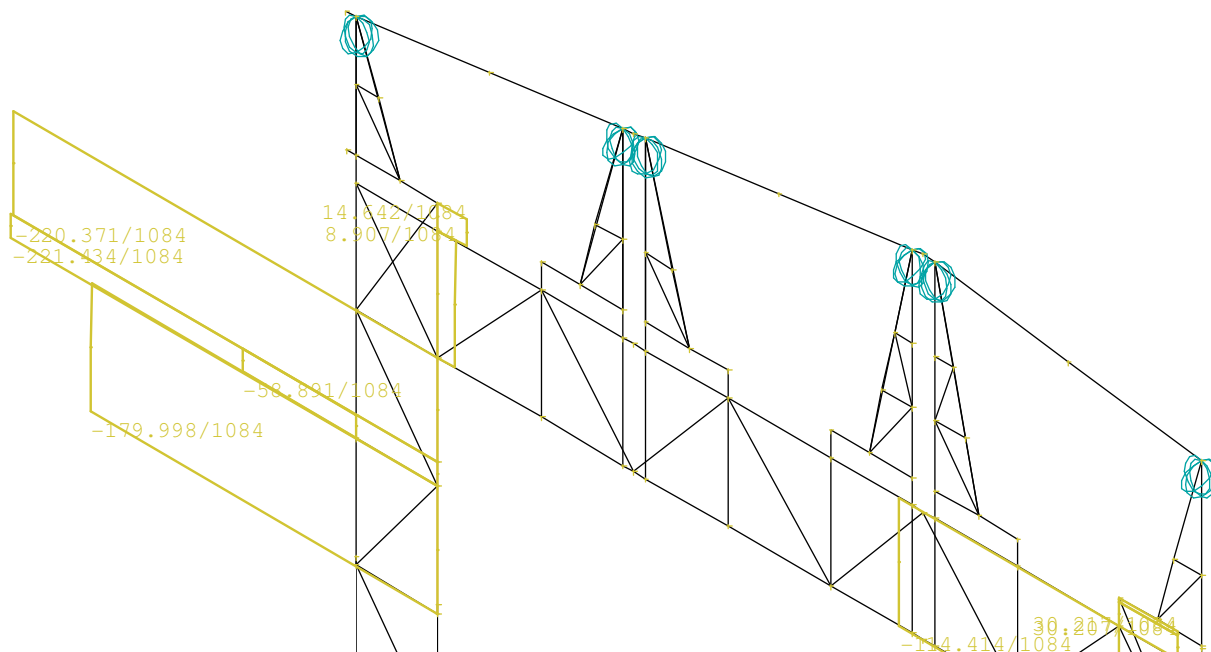
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,04.110.5.235.10^{-3}}{1. \sqrt{3}} = 155,215 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 33,681 \text{ kN}$$

(5.2.6-1)

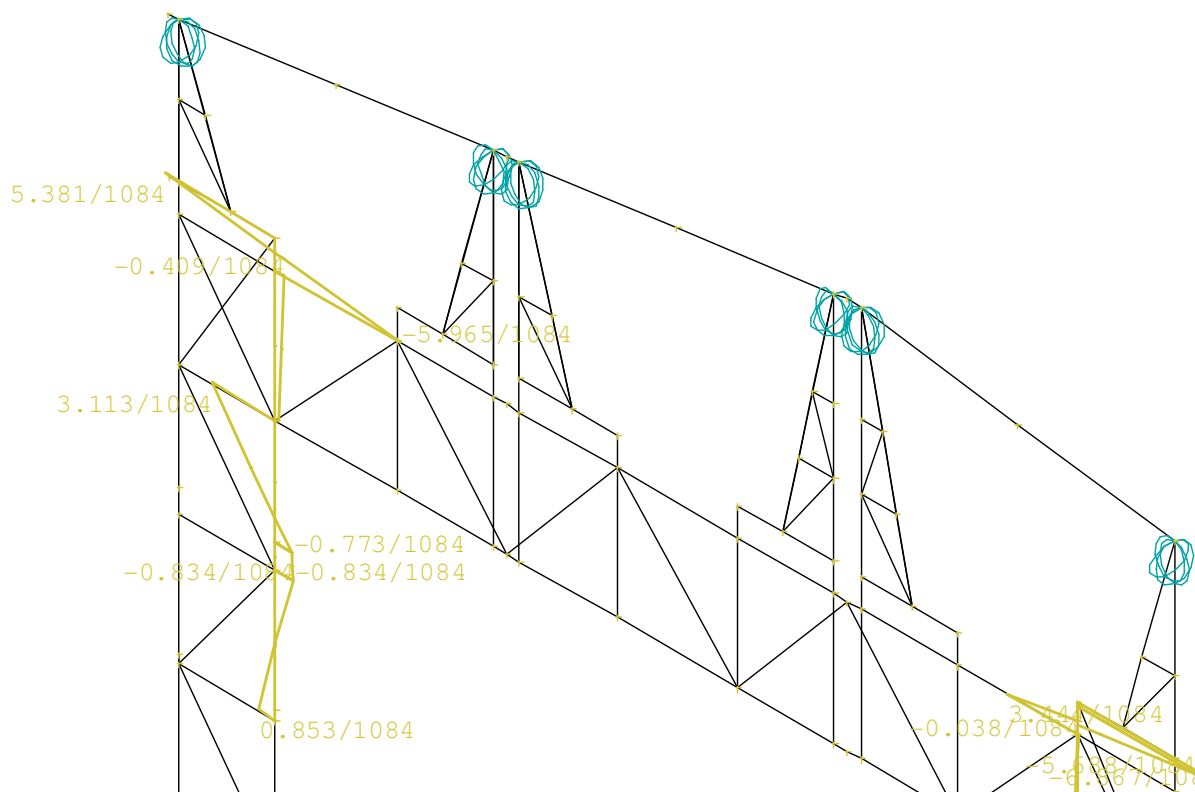
Vyhoví

Posudek $N_{\max}+M$

Největší normálovou silou vyvozuje kombinace C1084, jež tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. Poloha rozjezd kočky břemeno vlevo.



Normálové síly C1084 působící na pás sloupů tvořící rámový roh



Ohybové momenty C1084 působící na pás sloupů tvořící rámový roh

Vzpěrné délky

- vzpěrná délka v rovině příhrady $L_{cr,z} = 1600 \text{ mm}$ (vzdálenost styčníků)
- vzpěrná délka z roviny příhrady $L_{cr,y} = 3250 \text{ mm}$ (vzdálenost původního zavětrování)

$$N_{Ed,max} = 221,434 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 0,834 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{221,434}{\frac{0,705 \cdot 564,00}{1}} + 1 \cdot \frac{0,834}{\frac{7,238}{1}} = 0,56 + 0,11 = 0,67 \leq 1$$

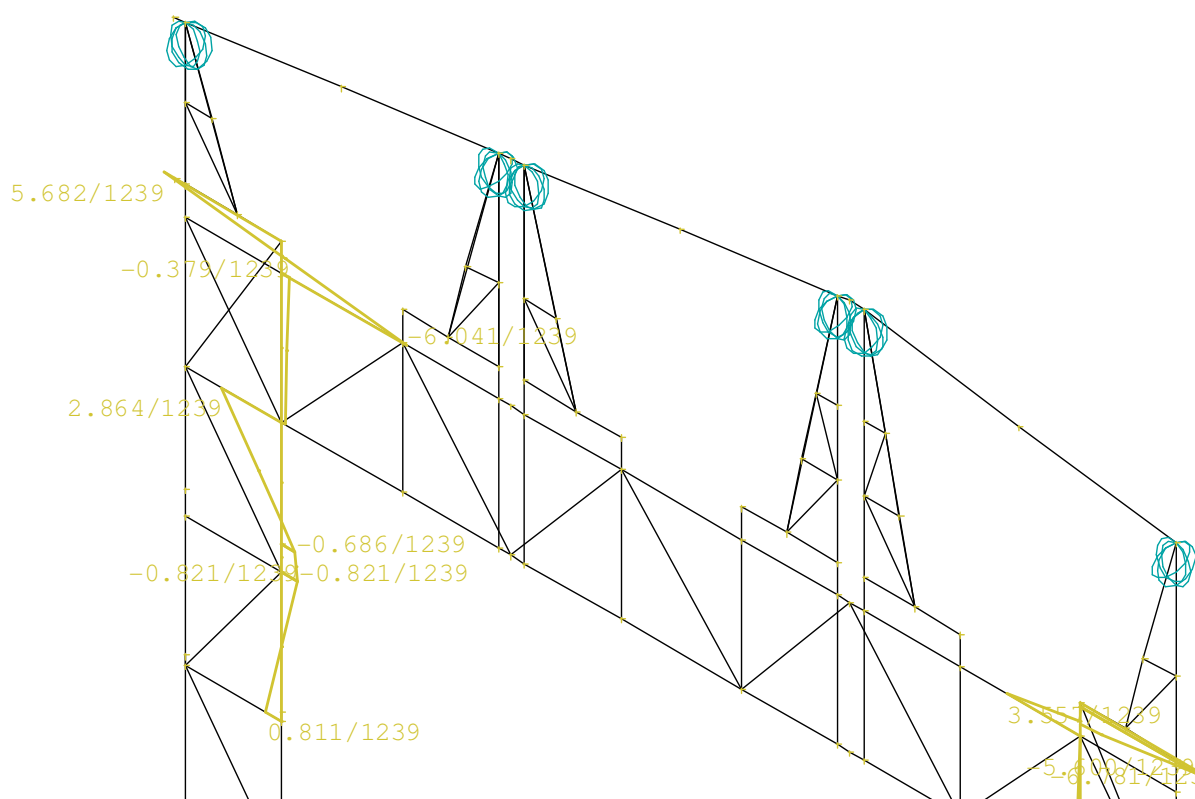
(5.2.6-2)

Vyhoví

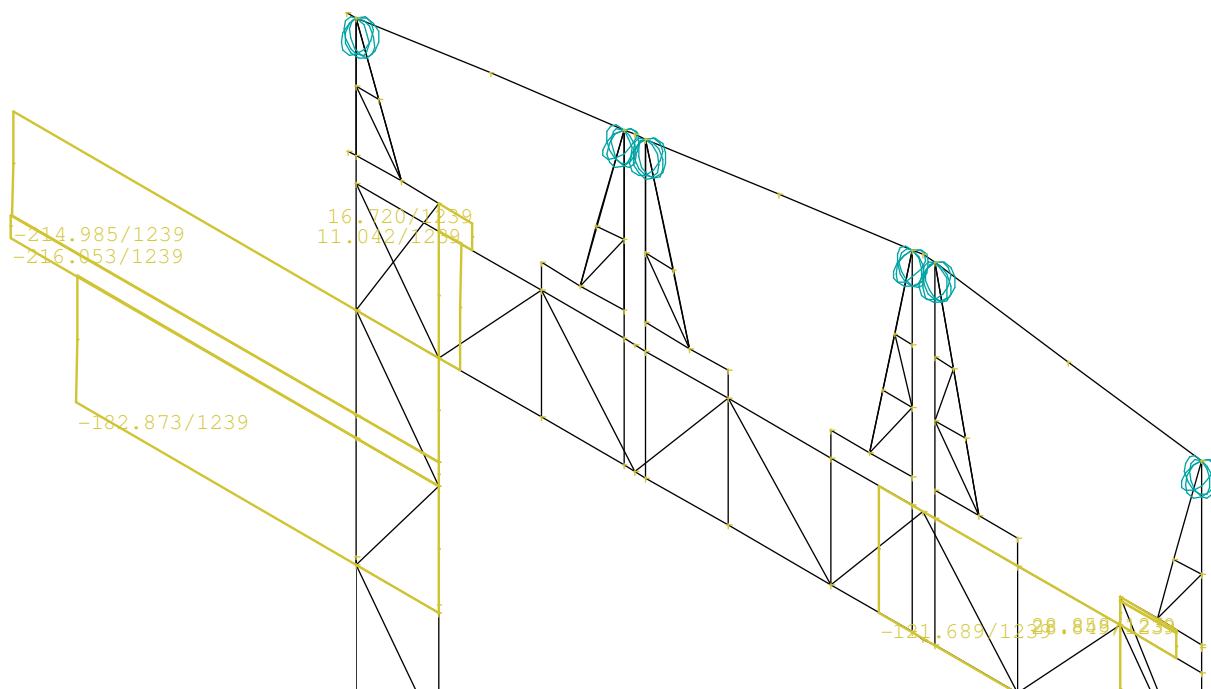
Posudek $N+M_{\max}$

Největší ohybový vyvozuje kombinace C1239, jež tvoří tato zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha přičení břemeno vpravo.

Z průběhu normálových sil je patrné, že není smysluplné posuzovat místo největšího ohybového momentu (6,041 kNm), kde je velice malá složka normálové síly. Je nutné posoudit přímo místo rámového rohu (2,864 kNm; 214,985 kN), kde bude využití průřezu jistě vyšší.



Ohybové momenty C1239 působící na pás sloupů tvořící rámový roh



Normálové síly C1239 působící na pás sloupů tvořící rámový roh

Vzpěrné délky

- vzpěrná délka v rovině příhrady $L_{cr,z} = 1600 \text{ mm}$ (vzdálenost styčníků)
- vzpěrná délka z roviny příhrady $L_{cr,y} = 3260 \text{ mm}$ (vzdálenost původního zavětrování)

$$N_{Ed} = 214,985 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 2,864 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{214,9854}{\frac{0,705.564,00}{1}} + 1 \cdot \frac{2,864}{\frac{7,238}{1}} = 0,30 + 0,57 = 0,87 \leq 1$$

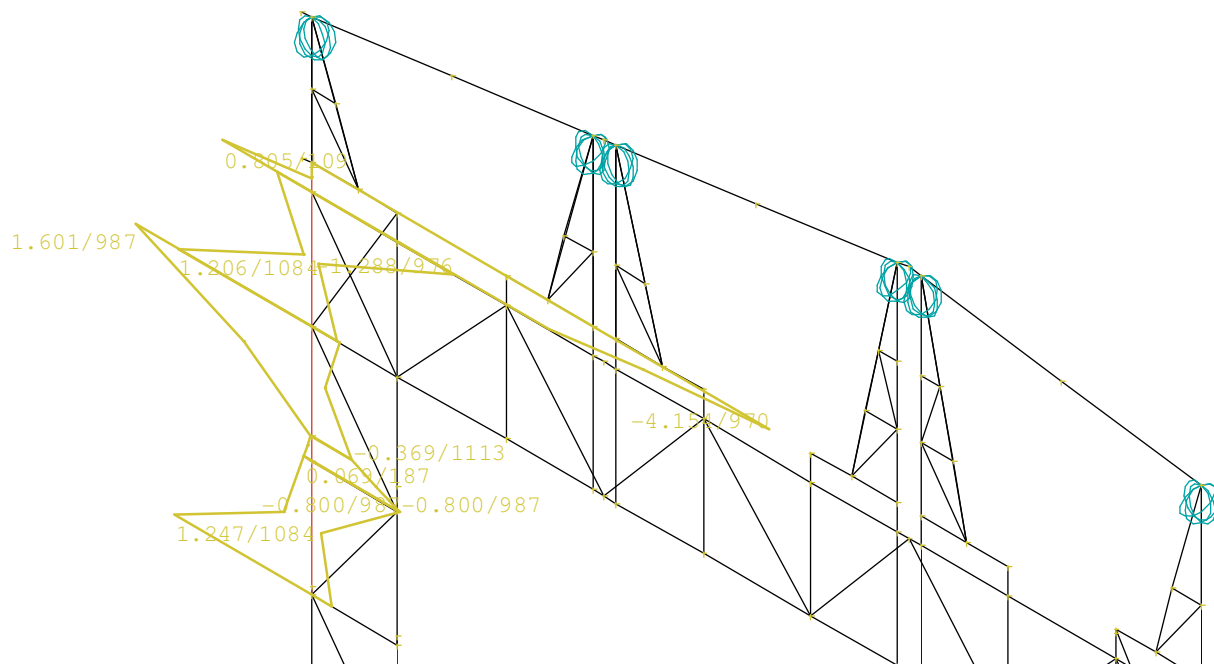
(5.2.6-3)

Vyhoví

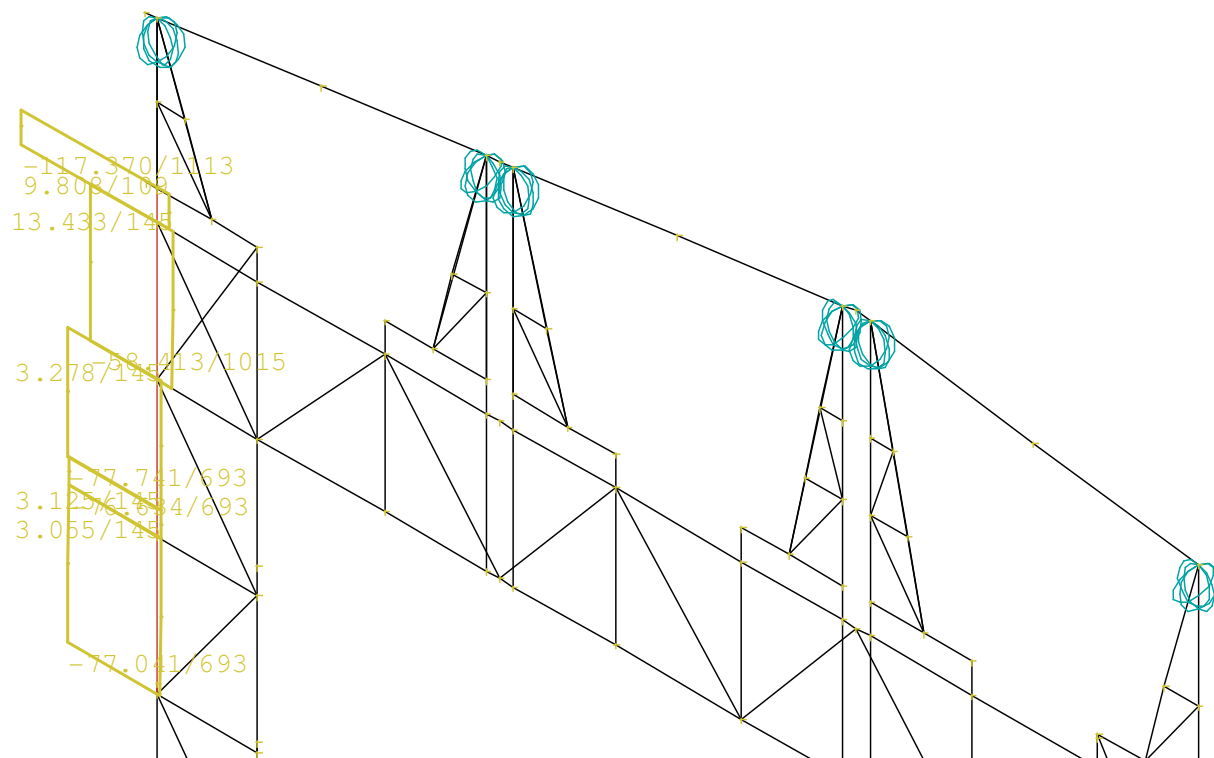
Posudek $M_{max}+N_{max}$

Jak je patrné z průběhů obalových křivek normálových sil a ohybových momentů, vnější sloupy jsou namáhány daleko menšími silami. Tudíž v porovnání s vnitřními sloupy

jistě vyhoví. Pro kompletnost je proveden, výpočet pro kombinaci maximálního momentu i normálové síly v jedné kombinaci.



Ohybové momenty působící na vnější sloup-Obalová křivka



Normálové síly působící na vnější sloup-Obalová křivka

$$N_{Ed,max} = 117,370 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 4,153 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{117,370}{\frac{0,705 \cdot 1128}{1}} + 1 \cdot \frac{4,153}{\frac{14,476}{1}} = 0,15 + 0,28 = 0,43 \leq 1$$

(5.2.6-4)

Vyhoví**5.2.7 Posudek pásů sloupů v místě připojení jeřábové dráhy**

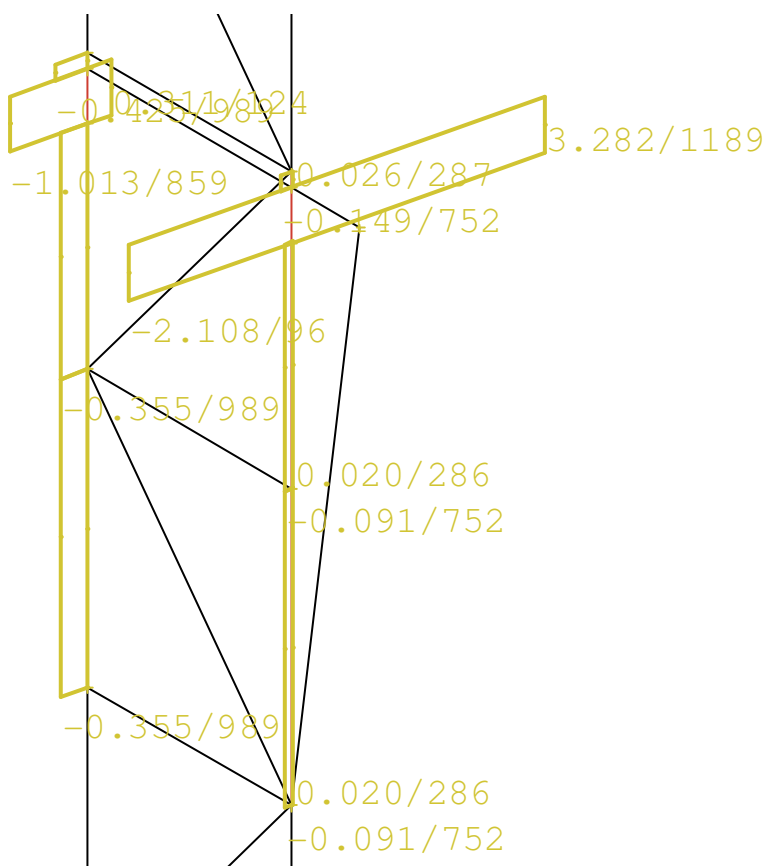
Tento detail je patrně nejslabším a nejproblémovějším místem celé rekonstruované konstrukce. Ve studii proveditelnosti zpracované Ing. Křivým Ph.D. tento posuzovaný detail nevyhověl, a to patrně proto, že parametry a síly vyvozované jeřábem byly pouze hrubě odhadnuty.

V místě přípoje jeřábové dráhy jsou pásy sloupů namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu, smyková síla je zanedbatelné hodnoty (není nutné snižovat ohybovou únosnost).

Vzpěrné délky

- vzpěrná délka v rovině příhrady $L_{cr,z} = 1600 \text{ mm}$ (vzdálenost styčníků)
- vzpěrná délka z roviny příhrady $L_{cr,y} = 3850 \text{ mm}$ (vzdálenost ztužidel)

Posudek smykové únosnosti



Posouvající síly na pásech sloupů ve spoji v J.D.-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 3,282 \text{ kN}$$

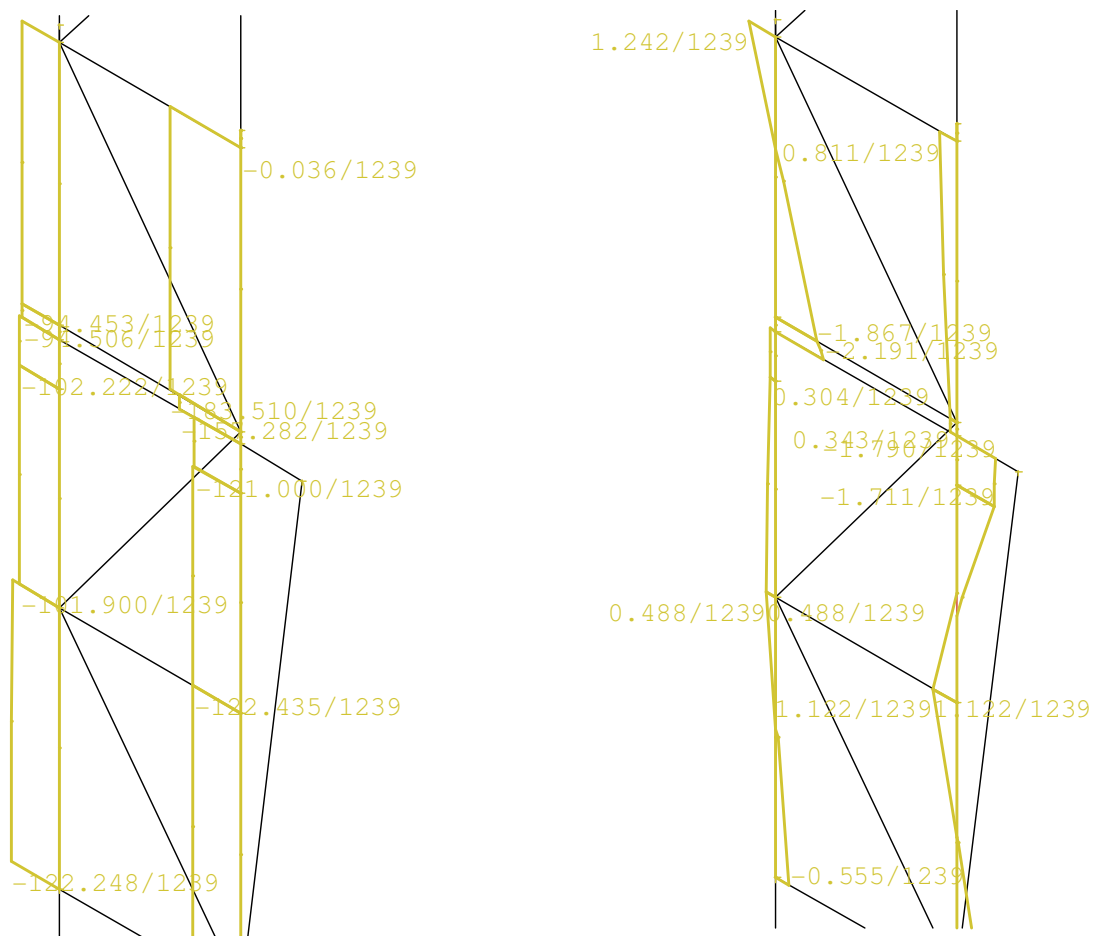
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.8,8 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 283,792 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 3,282 \text{ kN}$$

(5.2.7-1)

Vyhoví

Posudek $N_{max}+M$

Nejnepříznivější kombinací vyvolujících maximální účinky normálových sil, je kombinace C1239. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha přičení břemeno vpravo.



Průběh normálových sil a ohybových momentů C1239

$$N_{Ed,max} = 183,510 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,790 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{183,510}{\frac{0,612 \cdot 799}{1}} + 1 \cdot \frac{1,790}{\frac{5,217}{1}} = 0,38 + 0,34 = 0,72 \leq 1$$

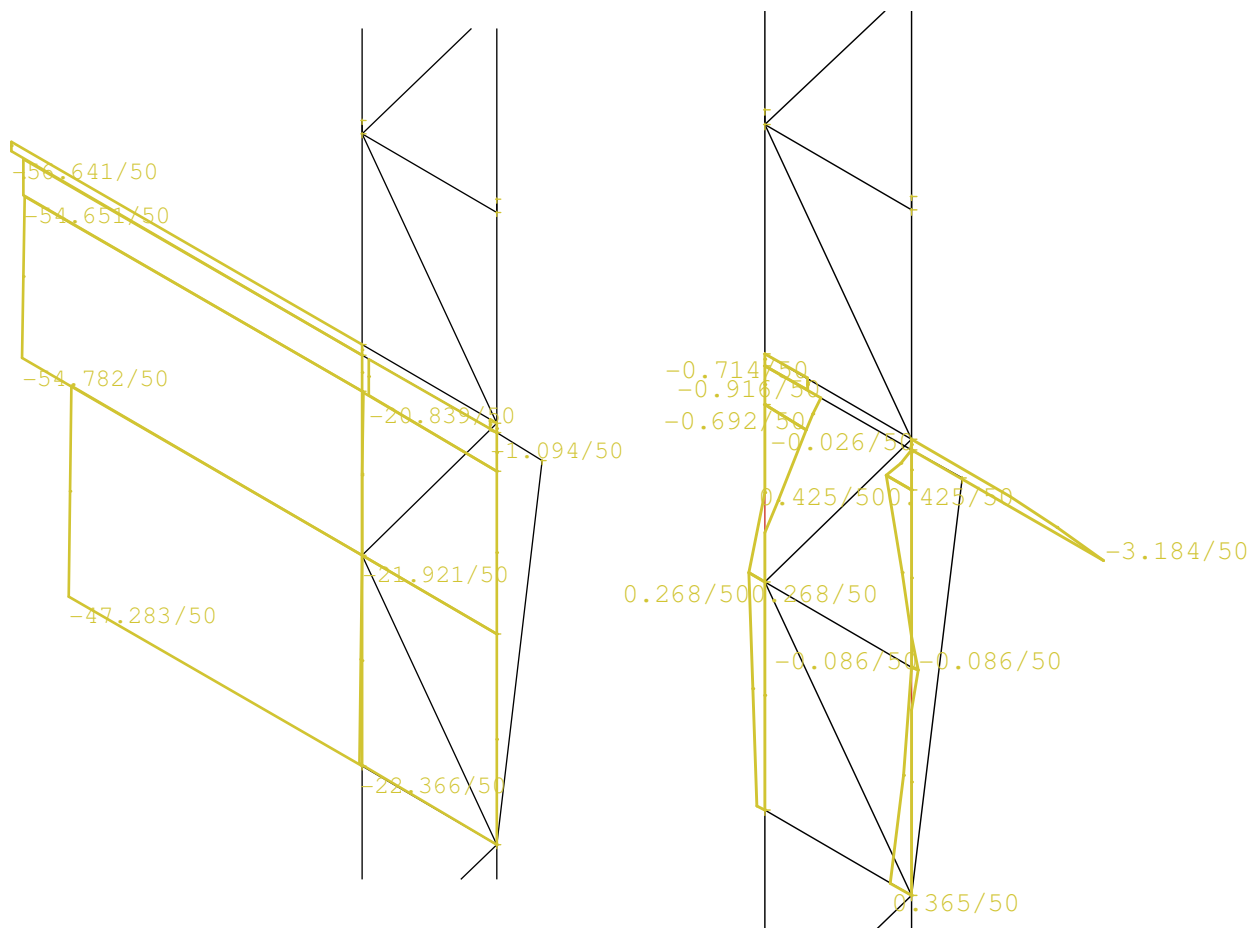
(5.2.7-2)

Vyhoví

Posudek N+M_{max}

Nejnepříznivější kombinací vyvolující maximální účinky ohybových momentů, je kombinace C50. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové

konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha přičení břemeno vpravo.



Průběh normálových sil a ohybových momentů C50

$$N_{Ed} = 56,641 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 3,184 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{56,641}{\frac{0,612 \cdot 799}{1}} + 1 \cdot \frac{3,184}{\frac{5,217}{1}} = 0,10 + 0,61 = 0,71 \leq 1$$

(5.2.7-3)

Vyhoví

5.2.8 Posouzení pásů sloupů v oblasti kotvení

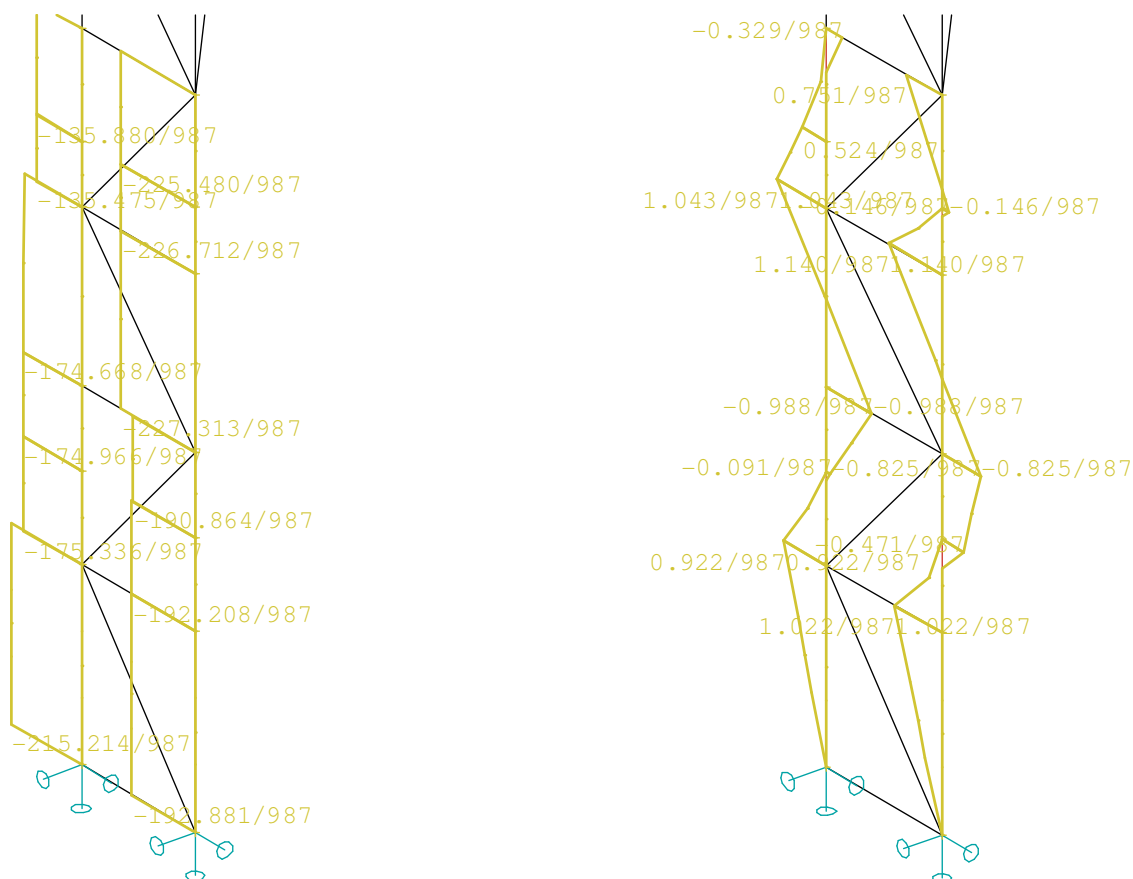
V místě kotvení jsou pásy sloupů namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu, smyková síla je zanedbatelné hodnoty (není nutné snižovat ohybovou únosnost) a vzhledem k její velikosti není nutný její posudek.

Vzpěrné délky

- vzpěrná délka v rovině příhrady $L_{cr,z} = 1600 \text{ mm}$ (vzdálenost styčníků)
- vzpěrná délka z roviny příhrady $L_{cr,y} = 2950 \text{ mm}$ (větší z dolních dvou hodnot)

Posudek $N_{\max}+M$

Nejnepříznivější kombinací vyvolujících maximální účinky normálových sil, je kombinace C987. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. Poloha dom.svislé břemeno vpravo.



Normálové síly a ohybové momenty v oblasti kotvení sloupu C987

$$N_{Ed,max} = 215,214 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,022 \text{ kNm}$$

Posudek

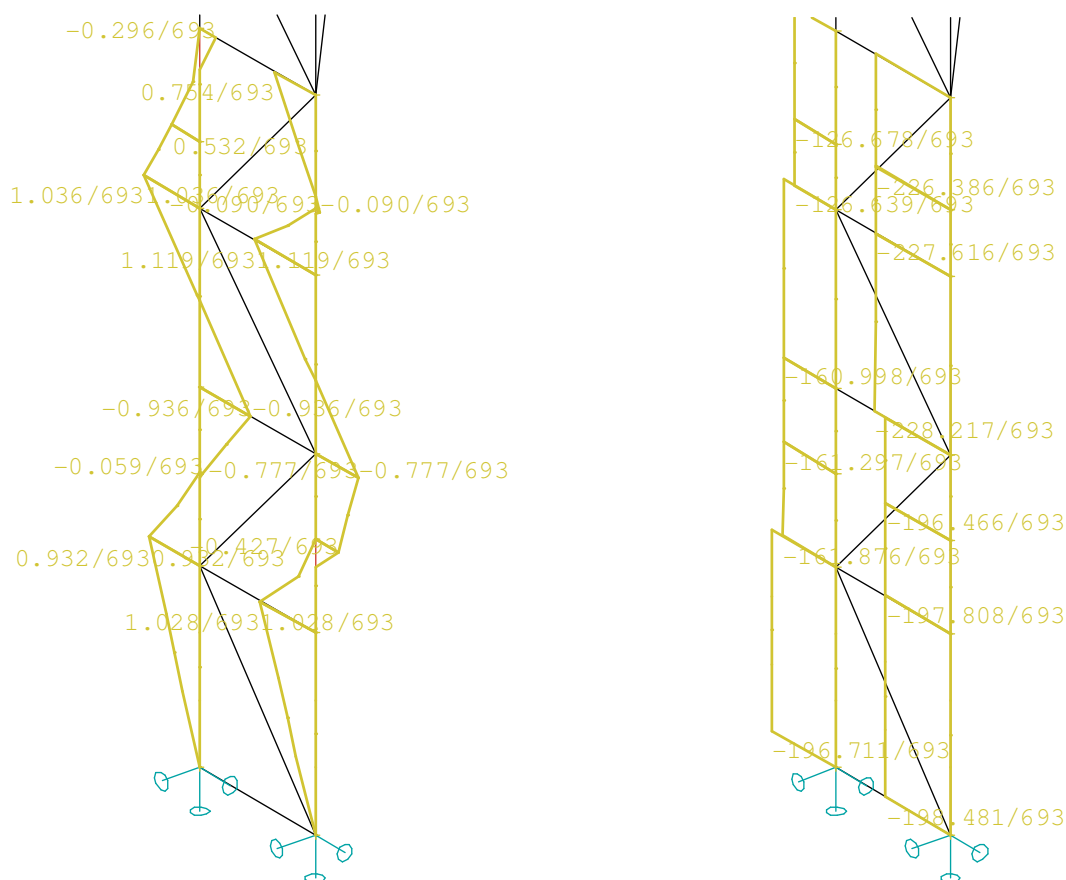
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{215,214}{\frac{0,737.799}{1}} + 1 \cdot \frac{1,022}{\frac{5,217}{1}} = 0,37 + 0,20 = 0,57 \leq 1$$

(5.2.8-1)

Vyhoví

Posudek N+M_{max}

Nejnepříznivější kombinací vyvolující maximální účinky normálových sil, je kombinace C693. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. Poloha dom.svislé břemeno vpravo.



Normálové síly a ohybové momenty v oblasti kotvení sloupu C693

$$N_{Ed} = 198,481 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 1,028 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{198,481}{\frac{0,737.799}{1}} + 1 \cdot \frac{1,028}{\frac{5,217}{1}} = 0,35 + 0,20 = 0,55 \leq 1$$

(5.2.8-1)

Vyhoví**5.2.9 Posudek diagonál sloupů regálové haly**

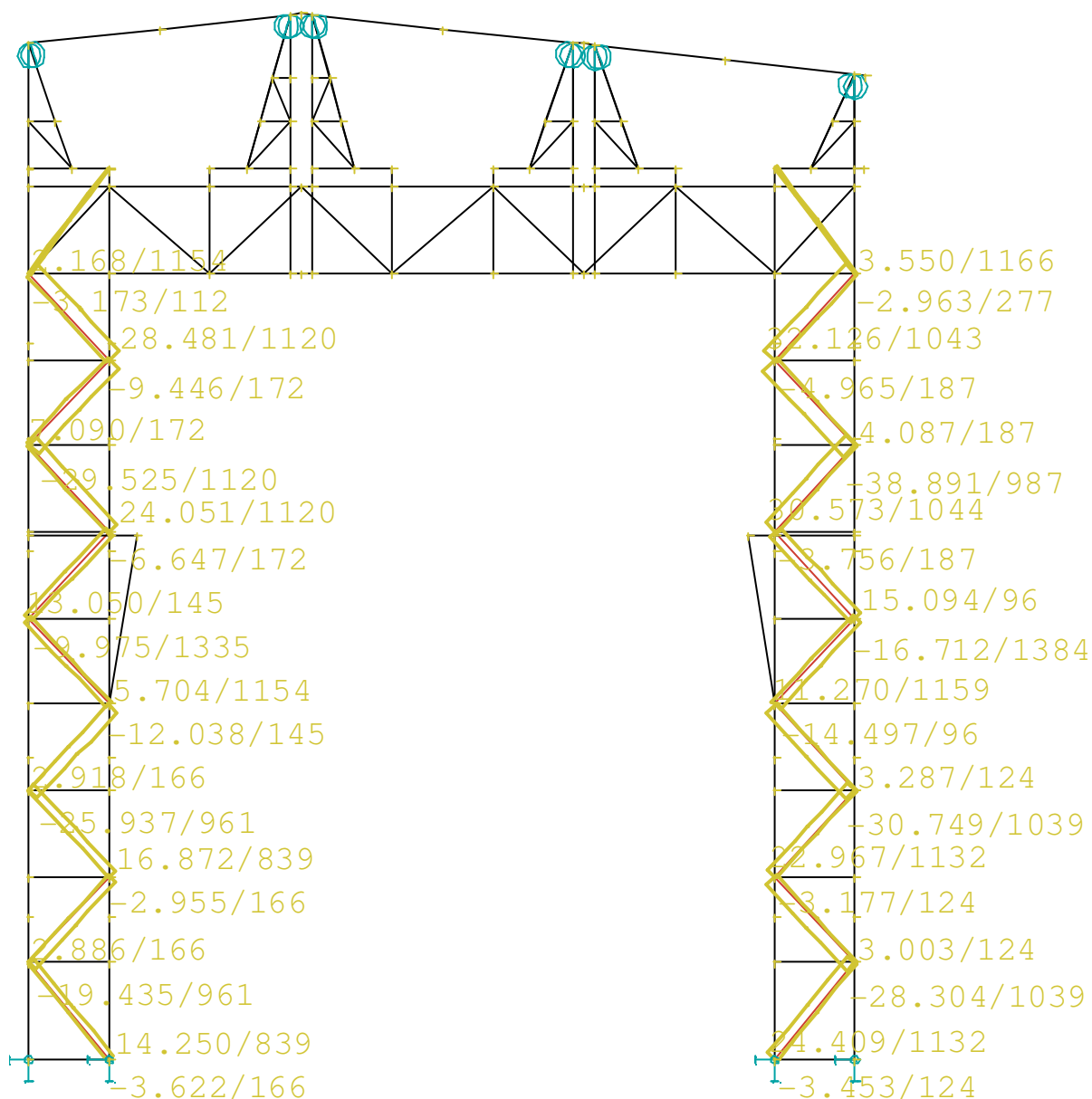
Diagonály krajních sloupů jsou tvořeny dvojicemi úhelníků 45x4 mm. Vnitřní sloupy mají diagonály odlišné, jenž jsou tvořeny dvojicemi úhelníků 40x4 mm. Po prostudování výkresové dokumentace původního stavu, byly dimenze těchto profilů ověřeny měřením v rekonstruované hale.

Vzpěrná délka bude vztažena k nejdelší diagonále v systému sloupů regálové haly.

Vzpěrná délka

$$L_{cr,y} = 0,9.2186 = 1967 \text{ mm}$$

(5.2.9-1)



Normálové síly v diagonálách sloupů regálové haly-Obalová křivka

$$N_{Ed,tlak} = 38,981 \text{ kN (v oblasti přípoje J. D.)}$$

$$N_{Ed,tah} = 32,126 \text{ kN (v oblasti rámového rohu)}$$

Posudek

Pro taženou diagonálu:

$$N_{Rk} = 2 \cdot A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 349 \cdot 235 = 164,030 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 32,126 \text{ kN}$$

(5.2.9-2)

Vyhoví



Pro tlačnou diagonálu:

$$N_{b,Rd} = 2 \cdot \chi_y A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 0,328 \cdot 349 \cdot 235 = 53,80 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 38,981 \text{ kN}$$

(5.2.9-3)

Vyhoví

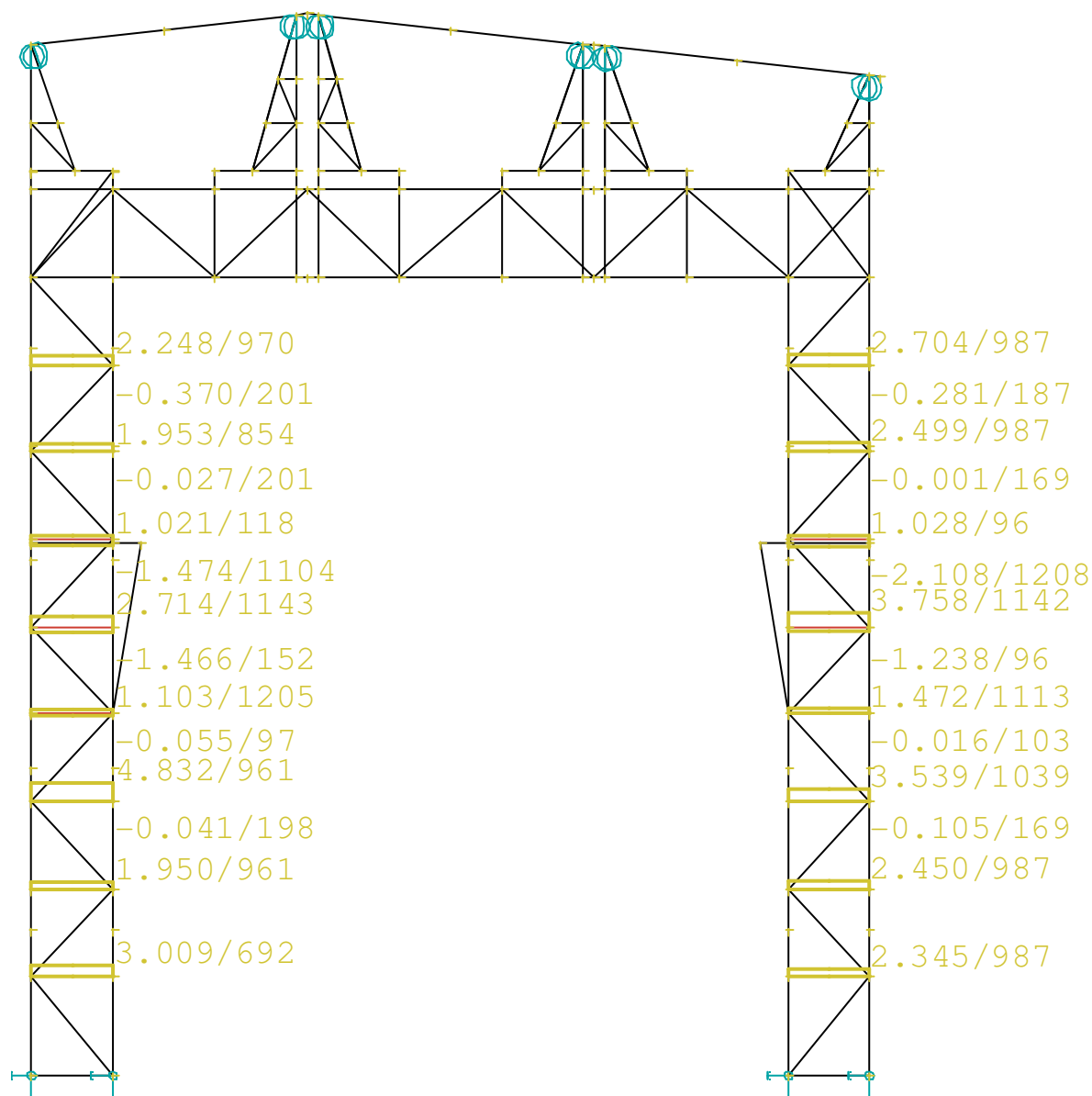
5.2.10 *Posudek svislic sloupů regálové haly*

Svislice sloupů regálové haly jsou tvořeny rovnoramenným úhelníkem 40x4 mm. Vzpěrná délka je následující.

Vzpěrná délka

$$L_{cr,y} = 0,9 \cdot 1490 = 1341 \text{ mm}$$

(5.2.10-1)



Normálové síly ve svislicích sloupů regálové haly-Obalová křivka

$$N_{Ed,tlak} = -2,108 \text{ kN (v oblasti přípoje J. D.)}$$

$$N_{Ed,tah} = 4,832 \text{ kN (v méně zatíženém sloupu)}$$

Posudek

Pro taženou svislici:

$$N_{Rk} = A \cdot f_{yd} = 308.235 = 72,380 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 4,832 \text{ kN}$$

(5.2.10-2)

Vyhoví

Pro tlačnou svislici:

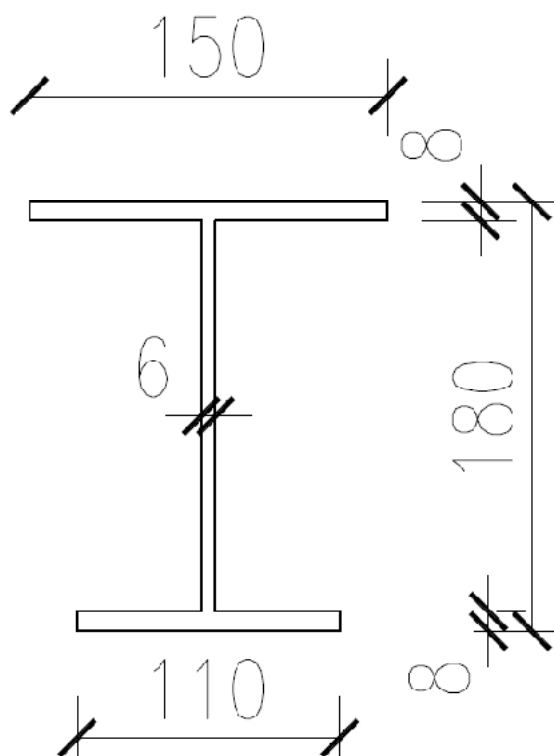
$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,247 \cdot 308 \cdot 235 = 17,88 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 2,108 \text{ kN}$$

(5.2.10-3)

Vyhoví

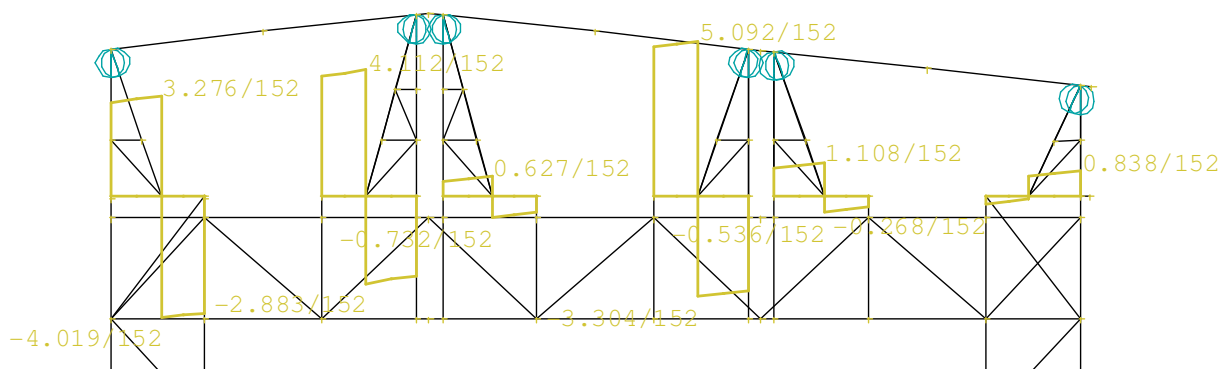
Posudek horních svislic regálových sloupů

Horní svislice regálových sloupů jsou tvořeny svařovaným průřezem (viz. obr.), na tomto profilu jsou připojeny šikmé sloupky nástavců regálové haly. Na svislicích vznikají smykové síly, ale také ohybové momenty v kombinaci s normálovou silou.



Svařovaný průřez tvořící svislice sloupů regálové haly

Posudek smykového namáhání



Průběh smykových sil na horních svislicích regálových sloupů-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 5,092 \text{ kN}$$

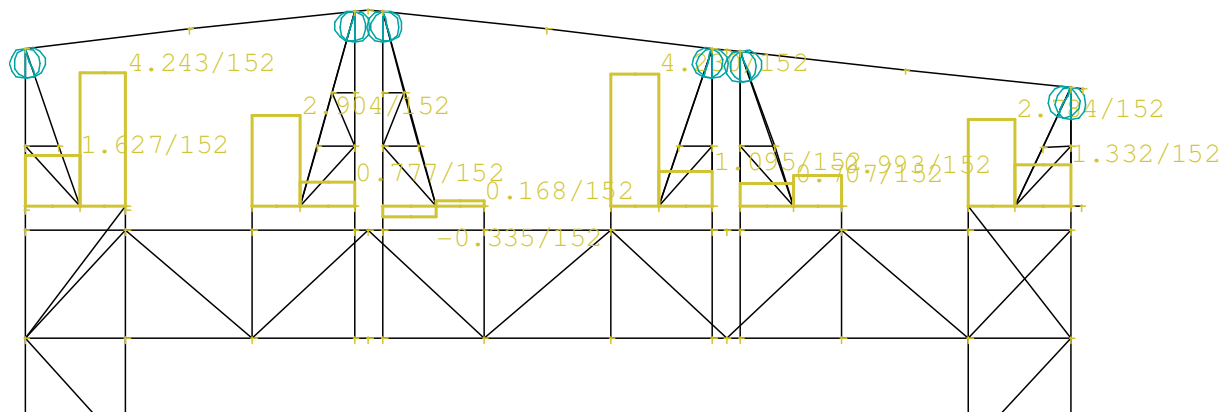
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{9,84 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 133,506 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 5,092 \text{ kN}$$

(5.2.10-4)

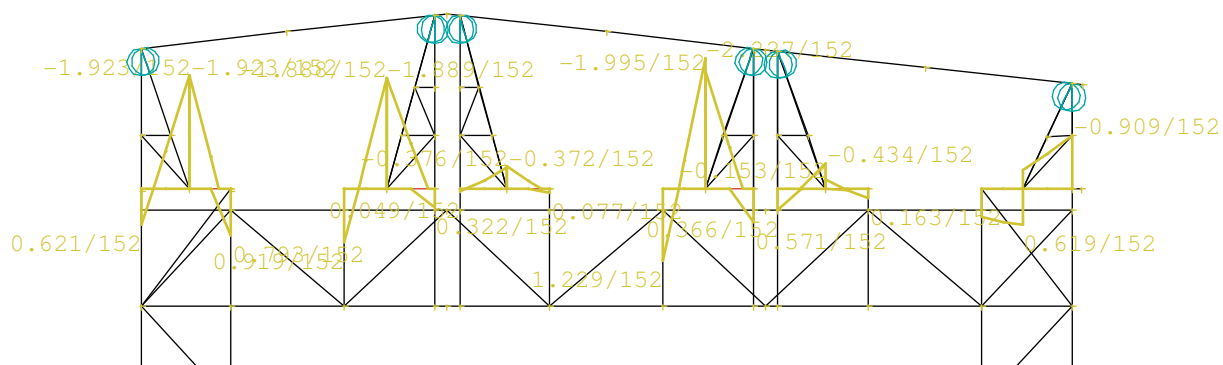
Vyhoví

Posudek $N_{max}+M_{max}$

Vzhledem ke zjevnému nízkému využití prvku je pro zkrácení výpočtu možné posoudit maximální moment i normálovou sílu v jedné kombinaci. Na prvku se projeví účinky vzpěru, avšak vzhledem k malé délce prvku budou tvořit zanedbatelnou část využití průřezu.



Normálové síly na horních svislicích regálových sloupů-Obalová křivka



Ohybové momenty na horních svislicích regálových sloupů-Obalová křivka

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4,243}{1,572,04} + \frac{1,926}{0,887,41,196} = 0,01 + 0,06 = 0,07 \leq 1$$

(5.2.10-5)

Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4,243}{0,871,572,04} + \frac{1,926}{0,887,41,196} = 0,01 + 0,06 = 0,07 \leq 1$$

(5.2.10-6)

Vyhoví

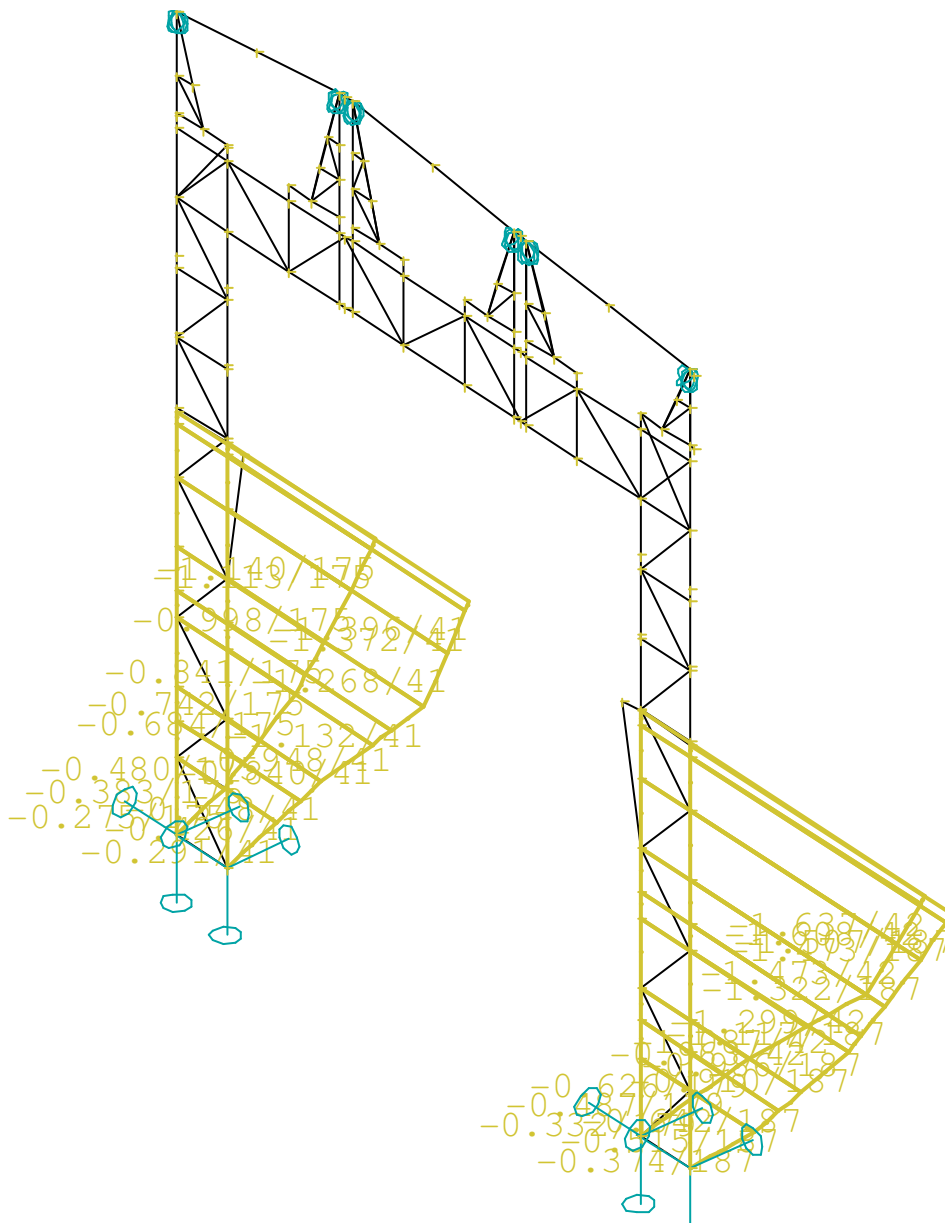
Prvek je značně předimenzován z toho důvodu, že v regálové hale sloužil jako podpůrný prvek pro kolejové vedení regálového zakladače. Po rekonstrukci nebude takto enormně namáhán, což vede k jeho nižšímu využití.

5.2.11 Posudek mezního vychýlení sloupů pro funkci jeřábové dráhy

Konstrukční prvky tvořící jeřábovou dráhu musí splňovat přísnější kritéria mezního stavu použitelnosti, než konstrukční prvky pozemních staveb. Nosník jeřábové dráhy, jehož návrh je předmětem kapitoly 5.3, je automaticky navrhován na tato přísnější kritéria. Avšak sloupky regálové haly tvořící podpory jeřábové dráze musí být posouzeny odděleně.

Mezní stav použitelnosti pro sloupy pro vychýlení v ose či mimo osu jeřábové dráhy musí splňovat limitní deformaci maximálně $L/600$.

Konzola pro uložení jeřábové dráhy je umístěna ve výšce 9,22m.

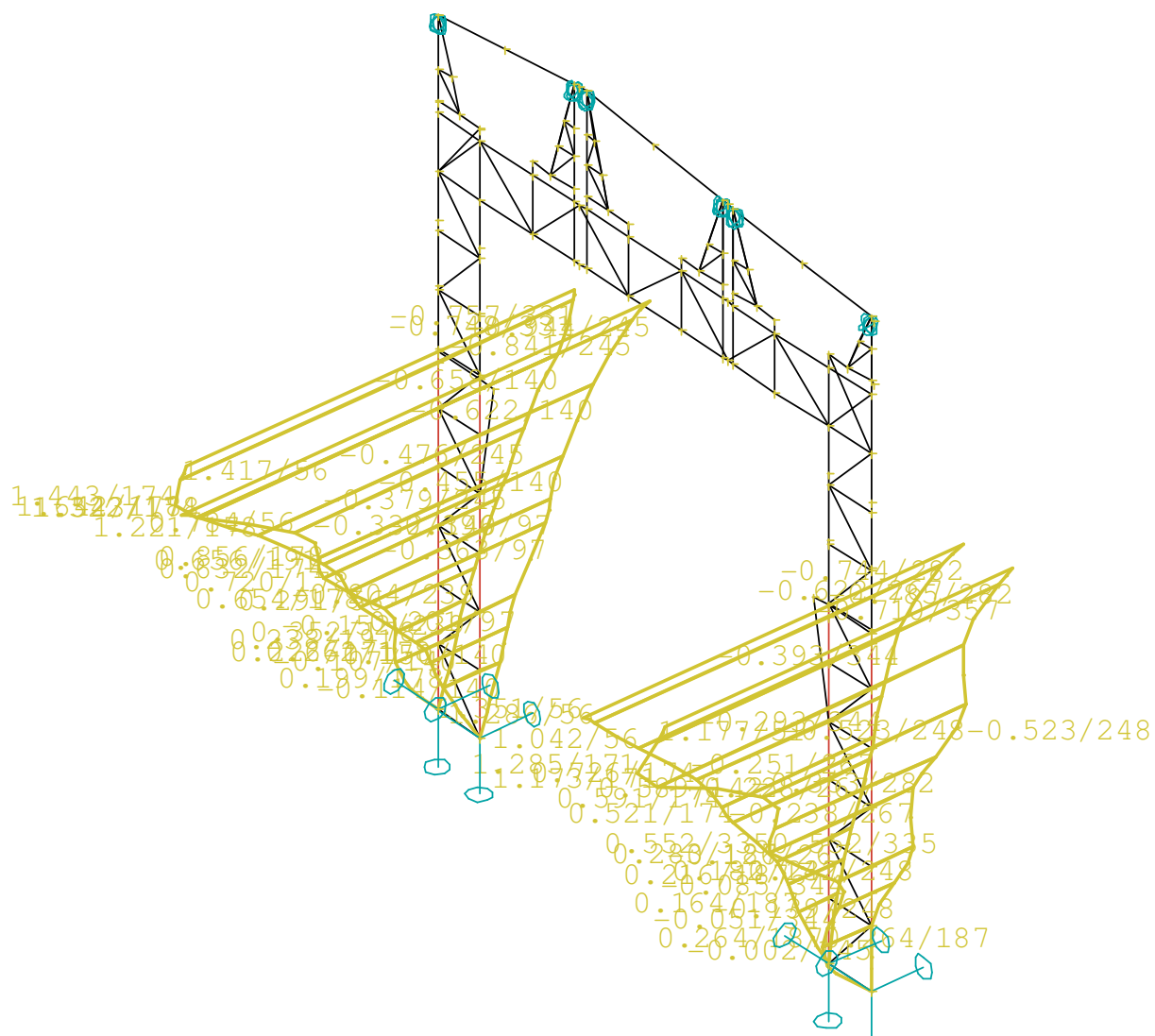


Deformace sloupů v ose x -Obalová křivka

$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9220}{600} = 15,4mm \geq \delta_x = 1,637mm$$

(5.2.11-1)

Vyhoví



Deformace sloupů v ose y-Obalová křivka

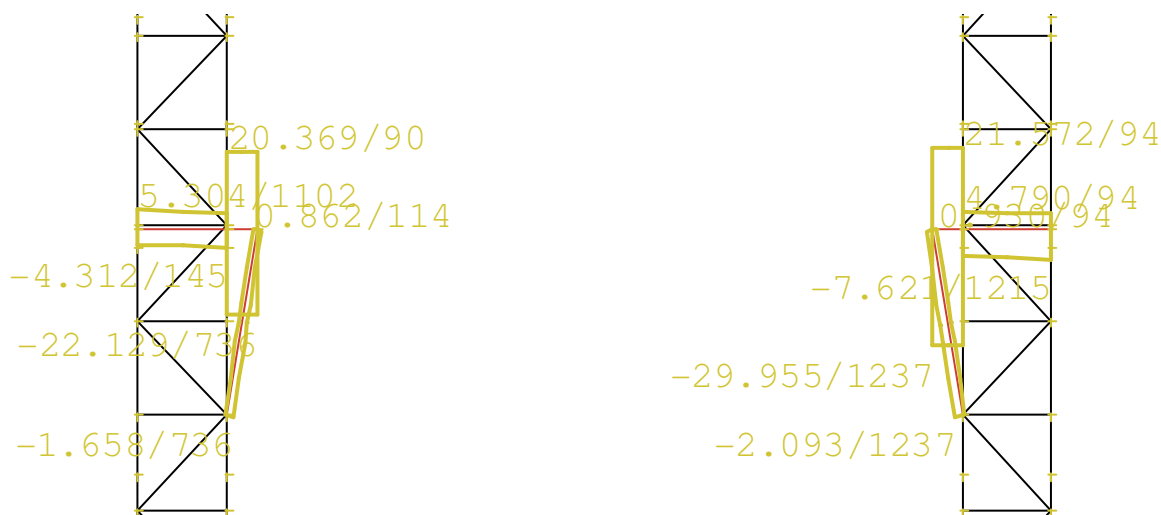
$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9220}{600} = 15,4mm \geq \delta_y = 1,637mm$$

(5.2.11-2)

Vyhoví

5.2.12 Posudek konzol jeřábové dráhy ve vazbě regálové haly

Konzoly jeřábové dráhy jsou tvořeny profily U180, které jsou oboustranně připojeny k sloupům regálové haly. Konzola bude namáhána dominantním ohybem a normálovou silou, vzpěra konzoly bude namáhána dominantní normálovou silou a ohybovým momentem.



Smykové síly na konzolách jeřábové dráhy-Obalová křivka

Smykové posouzení

$$V_{max,Ed} = 29,955 \text{ kN}$$

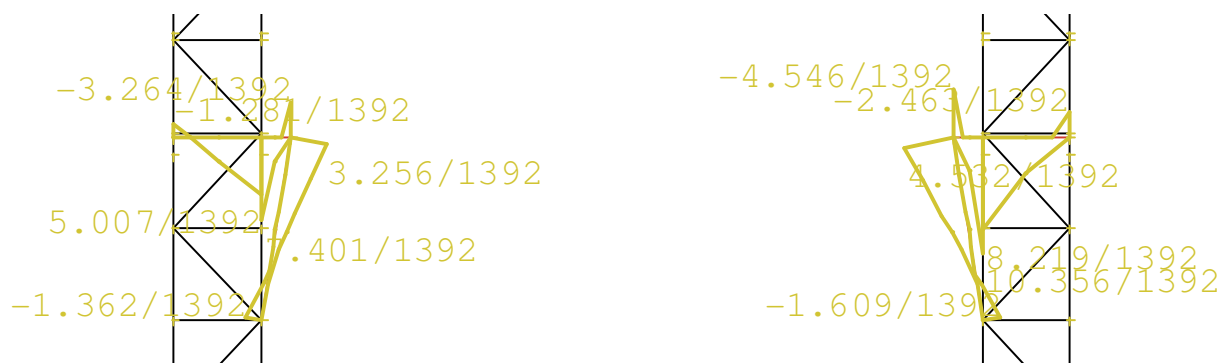
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,51 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 409,745 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 29,955 \text{ kN}$$

(5.2.12-1)

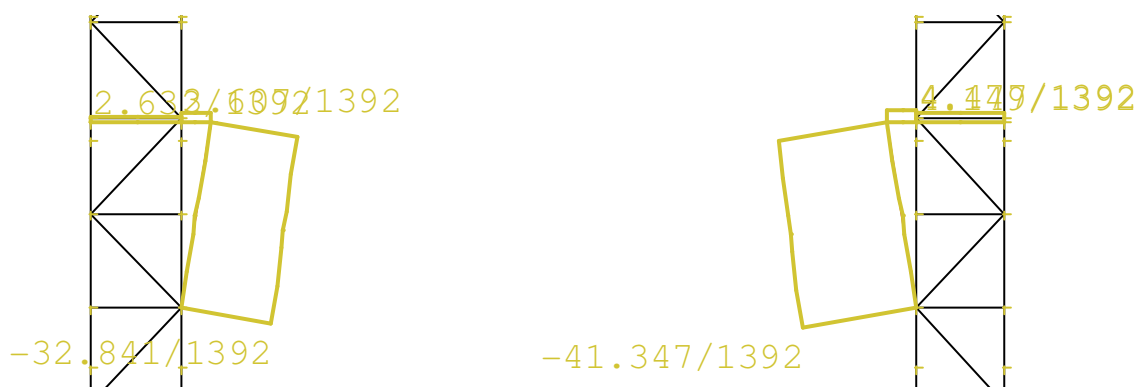
Vyhoví

Posudek $M_{max} + N$

Maximální momentové zatížení vzniká v kombinaci C1392. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha příčného břemeno vlevo



Průběh maximálních momentů C1392



Průběh normálových sil C1392

$$M_{max,Ed} = 10,355 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 4,449 \text{ kN}$$

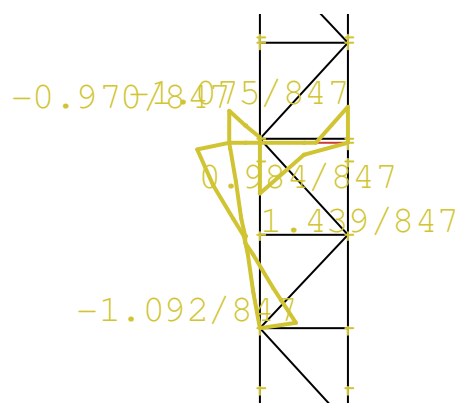
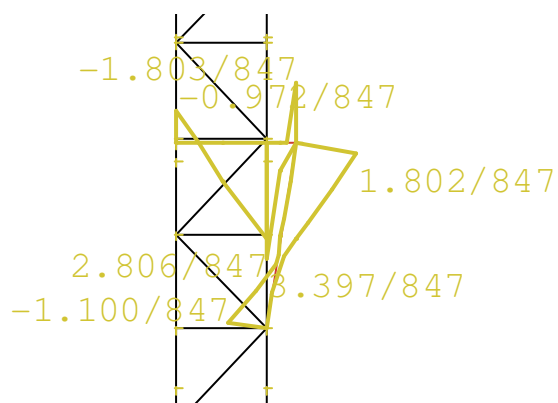
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{4,449}{\frac{1316,00}{1}} + \frac{10,335}{\frac{70,50}{1}} = 0,00 + 0,15 = 0,15 \leq 1$$

(5.2.12-2)

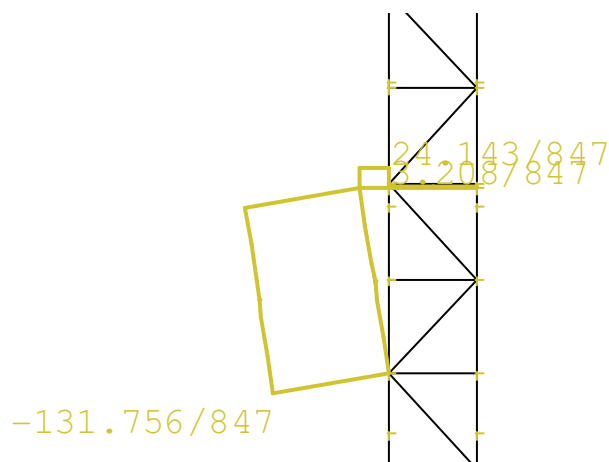
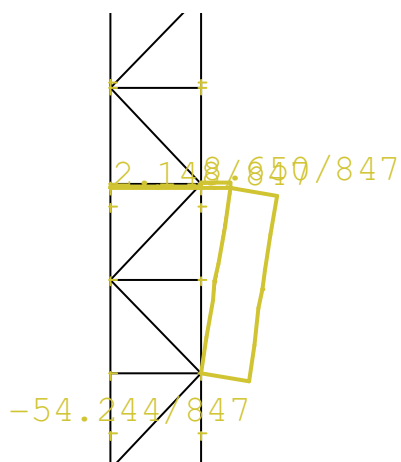
Vyhoví

Posudek $M_{max} + N_{max}$

Maximální momentové zatížení vzniká v kombinaci C847. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. dominantní svislé vpravo.



Průběh maximálních momentů C847



Průběh normálových sil C847

$$M_{Ed} = 1,092 \text{ kNm}$$

$$N_{max,Ed} = 131,756 \text{ kN}$$

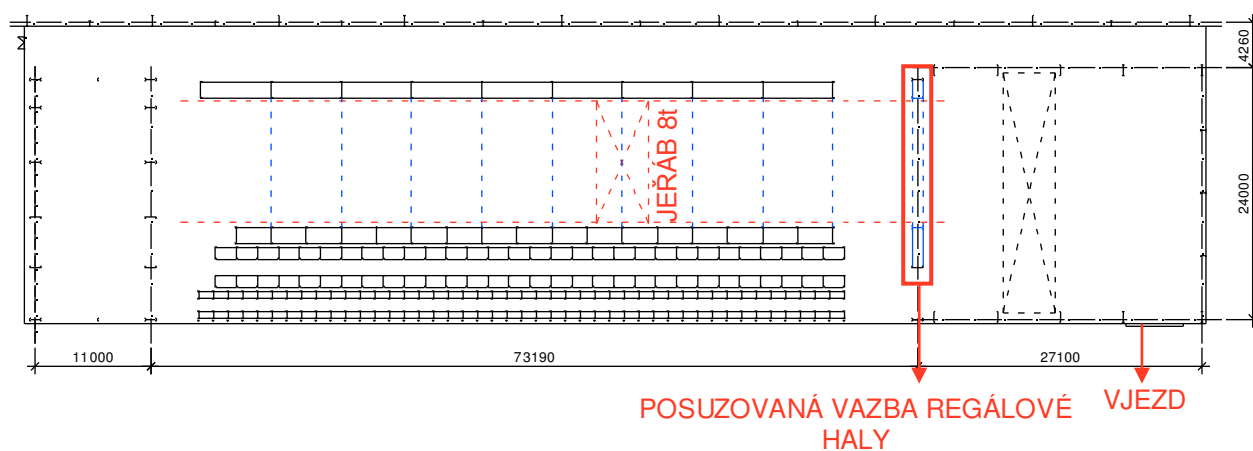
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{131,756}{\frac{0,238 \cdot 1316,00}{1}} + 1 \cdot \frac{1,092}{\frac{70,50}{1}} = 0,42 + 0,02 = 0,44 \leq 1$$

(5.2.12-3)

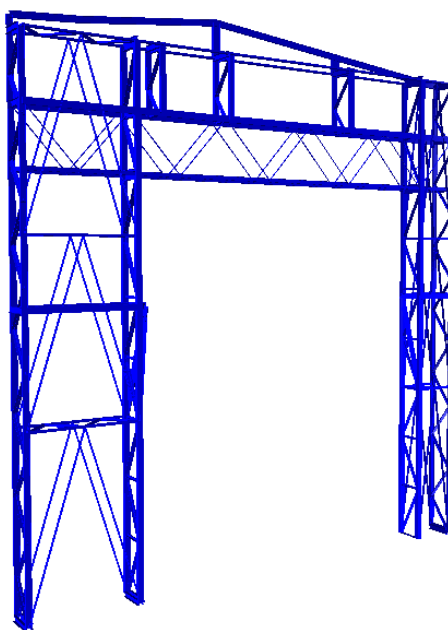
Vyhoví

5.3 Posudek netypické vazby v čele haly

Tato vazba je tvořena osou sloupů, které tvoří čelo haly. Jedná se o dvojice sloupů profilu I200 a I300, které jsou mezi sebou spojeny příhradovou výplní tvořenou dvojicemi úhelníků 45x5 a 80x10. Během plánované rekonstrukce budou pro účely vybudovány dvě příhradové věže (částečně ze stávajících konstrukcí) a příhradový vazník, na něž budou připojeny zbytky sloupů a navazujících konstrukcí (spodní části budou po montáži vazníku pod jeho ochranou odstraněny). Podrobné složení prvků viz. výkresová dokumentace v.č.5.



Posuzovaná vazba regálové haly [9]



Vizualizace netypické vazby v čele haly

5.3.1 Posudek horní části sloupů připojených na vazníky

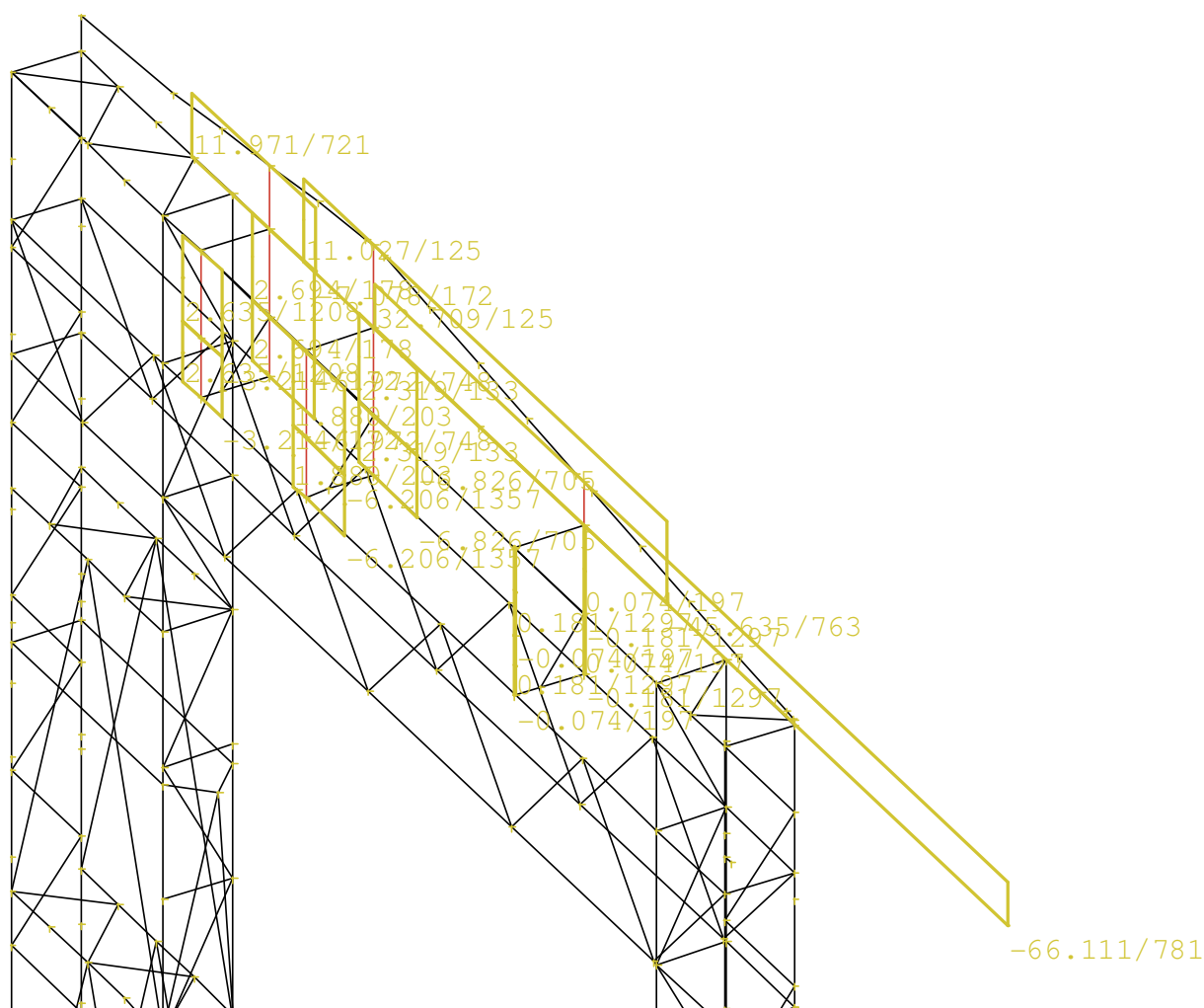
Sloupky jsou tvořeny profily I200 a I300, bude tedy nutné oddělené posouzení.

Posudek profilů I300

V rovině y jsou sloupky stabilizovány výplní diagonál (vzdálenost uzlů 2,2 m) a v rovině x stabilizovány svislicemi tvořenými dvojicí úhelníků 80x80x10 mm a horním pásem příhradového vazníku (vzdálenost uzlů 2,2 m).

Nejzatíženější je střední část sloupu, je namáhána kombinací normálové síly a ohybového momentu, v místě připojení průvlaků je průřez namáhán nezanedbatelnou smykovou silou.

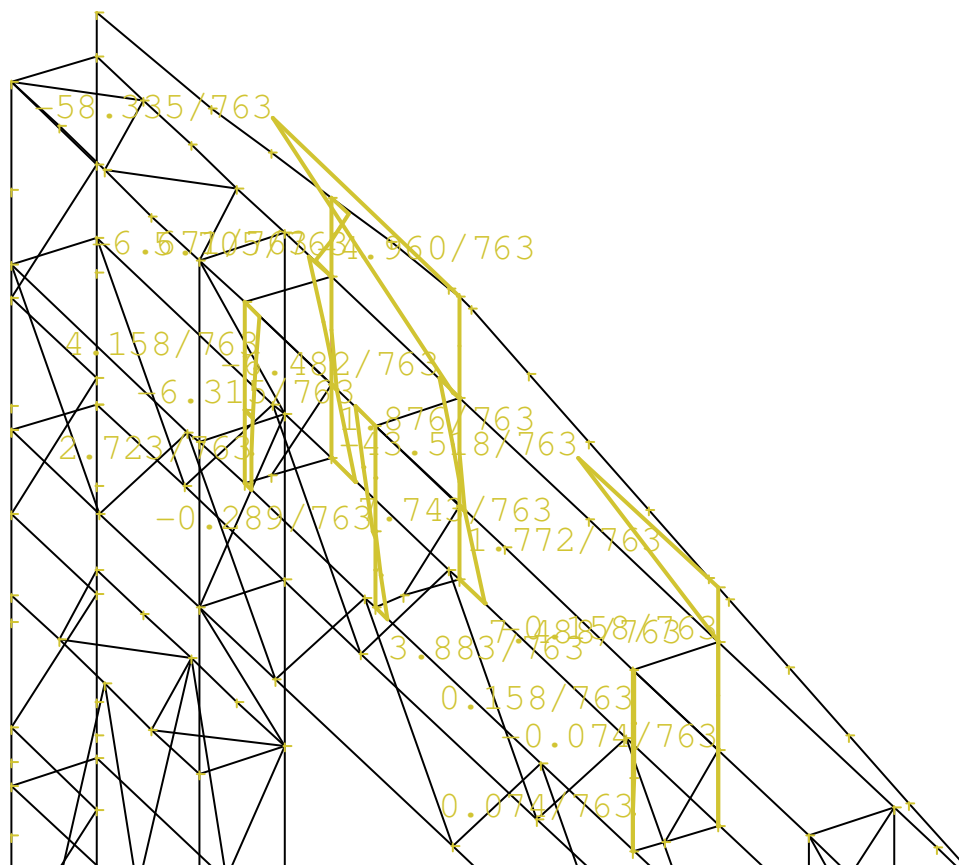
Posudek na smyk



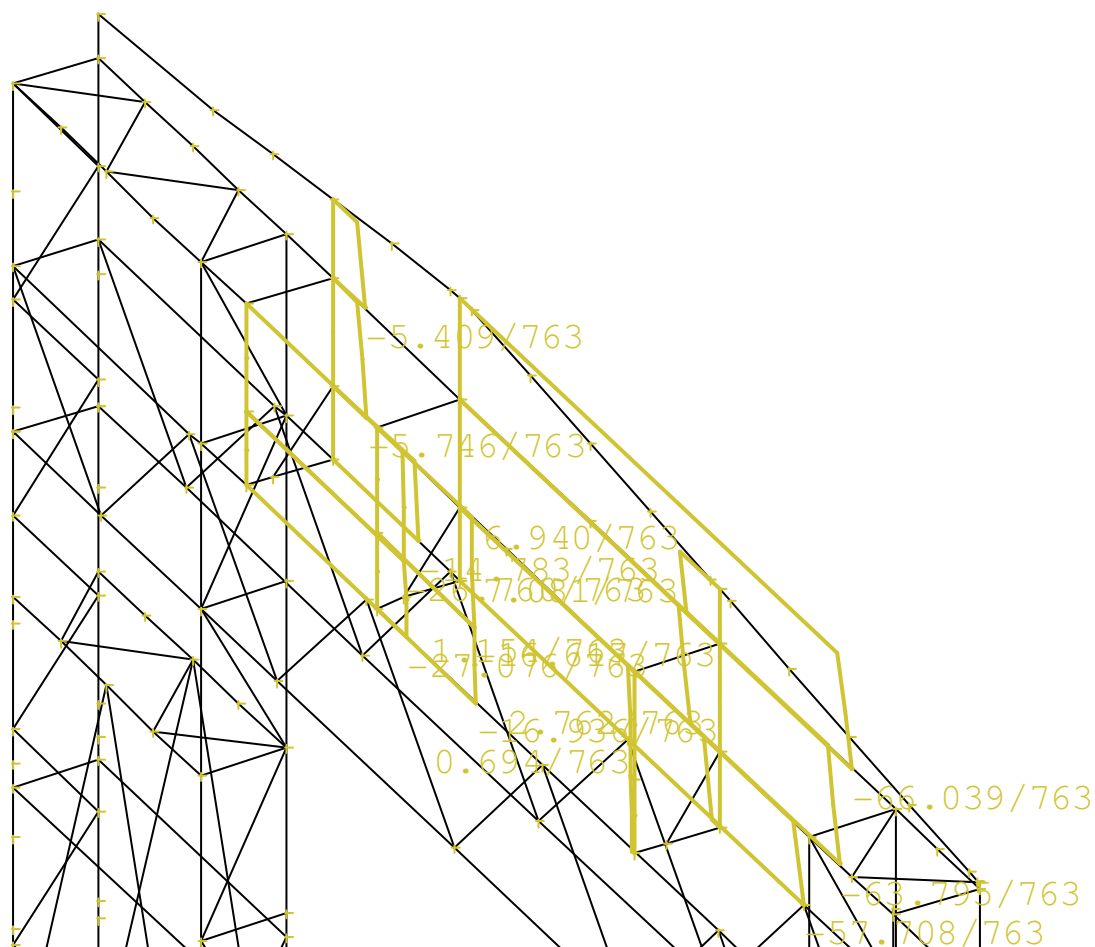
Průběh smykových sil v rovině x profilu I300-Obalová křivka

Posudek $M_{\max}+N$

Maximální momentové účinky na částech sloupů I300 vyvozuje kombinace C763, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha dom.svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na profilech I300-C763



Průběh normálových sil na profilech I300-C763

$$N_{Ed} = 66,039 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 58,335 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{66,039}{\frac{1.1621,500}{1}} + 1,0 \cdot \frac{58,335}{\frac{153,532}{1}} = 0,04 + 0,38 = 0,42 \leq 1$$

(5.3.1-3)

Vyhoví

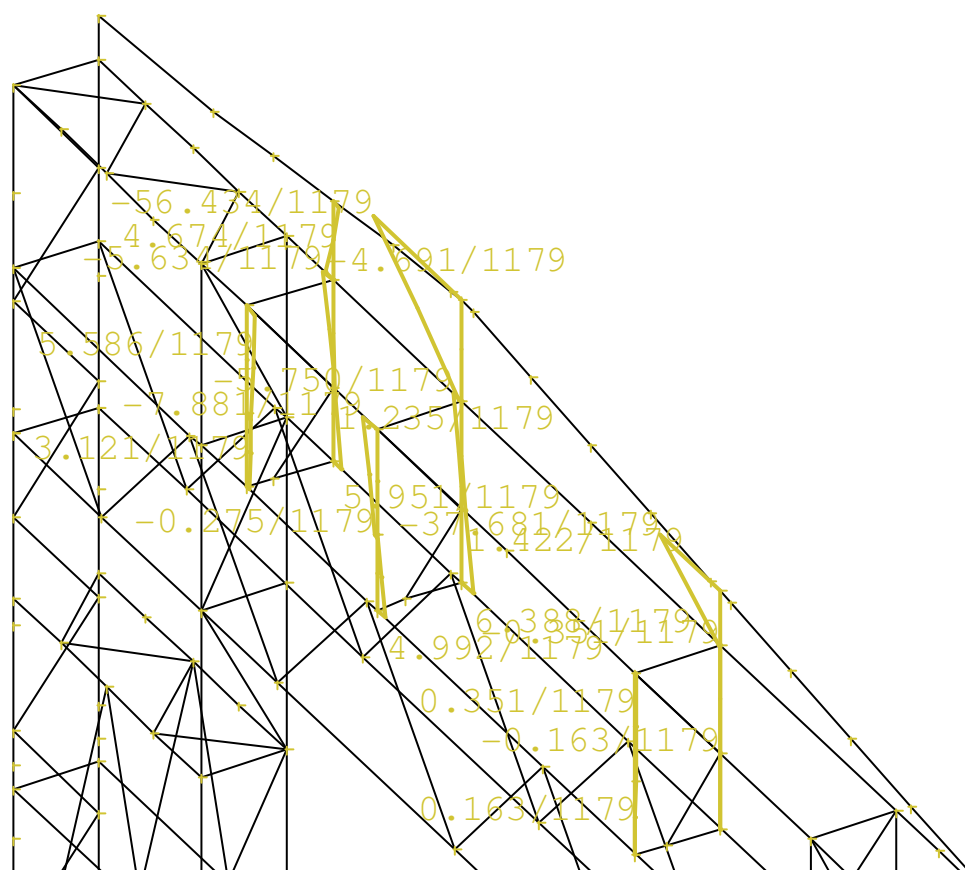
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{66,039}{\frac{0,650.1621,500}{1}} + 1,0 \cdot \frac{58,335}{\frac{153,53}{1}} = 0,06 + 0,38 = 0,44 \leq 1$$

(5.3.1-4)

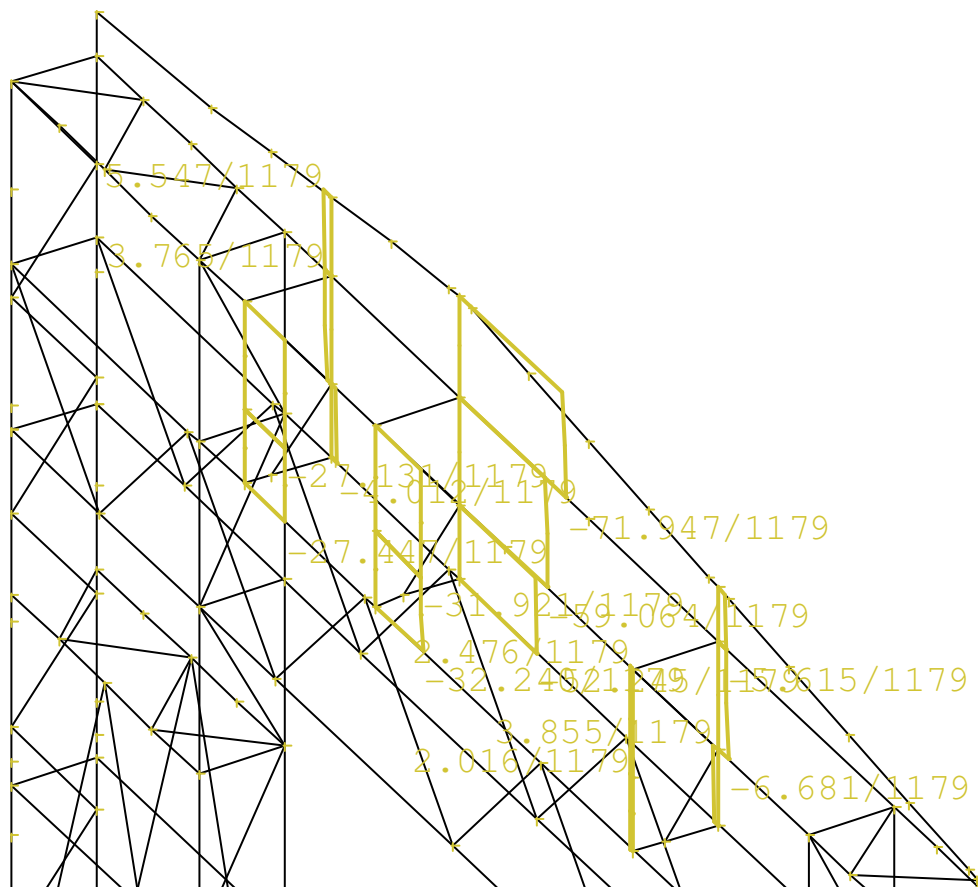
Vyhoví

Posudek $M+N_{\max}$

Maximální momentové účinky na částech sloupů I300 vyvozuje kombinace C1179, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší sání Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. Poloha rozjezd kočky břemeno vpravo.



Průběh Ohybových momentů na profilech I300-C1179



Průběh normálových sil na profilech I300-C1179

$$N_{Ed,max} = 71,947 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 56,434 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{71,947}{\frac{1.1621,500}{1}} + 1,0 \cdot \frac{56,434}{\frac{153,532}{1}} = 0,04 + 0,37 = 0,41 \leq 1$$

(5.3.1-5)

Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{71,947}{\frac{0,650.1621,500}{1}} + 1,0 \cdot \frac{56,434}{\frac{153,53}{1}} = 0,07 + 0,37 = 0,44 \leq 1$$

(5.3.1-6)

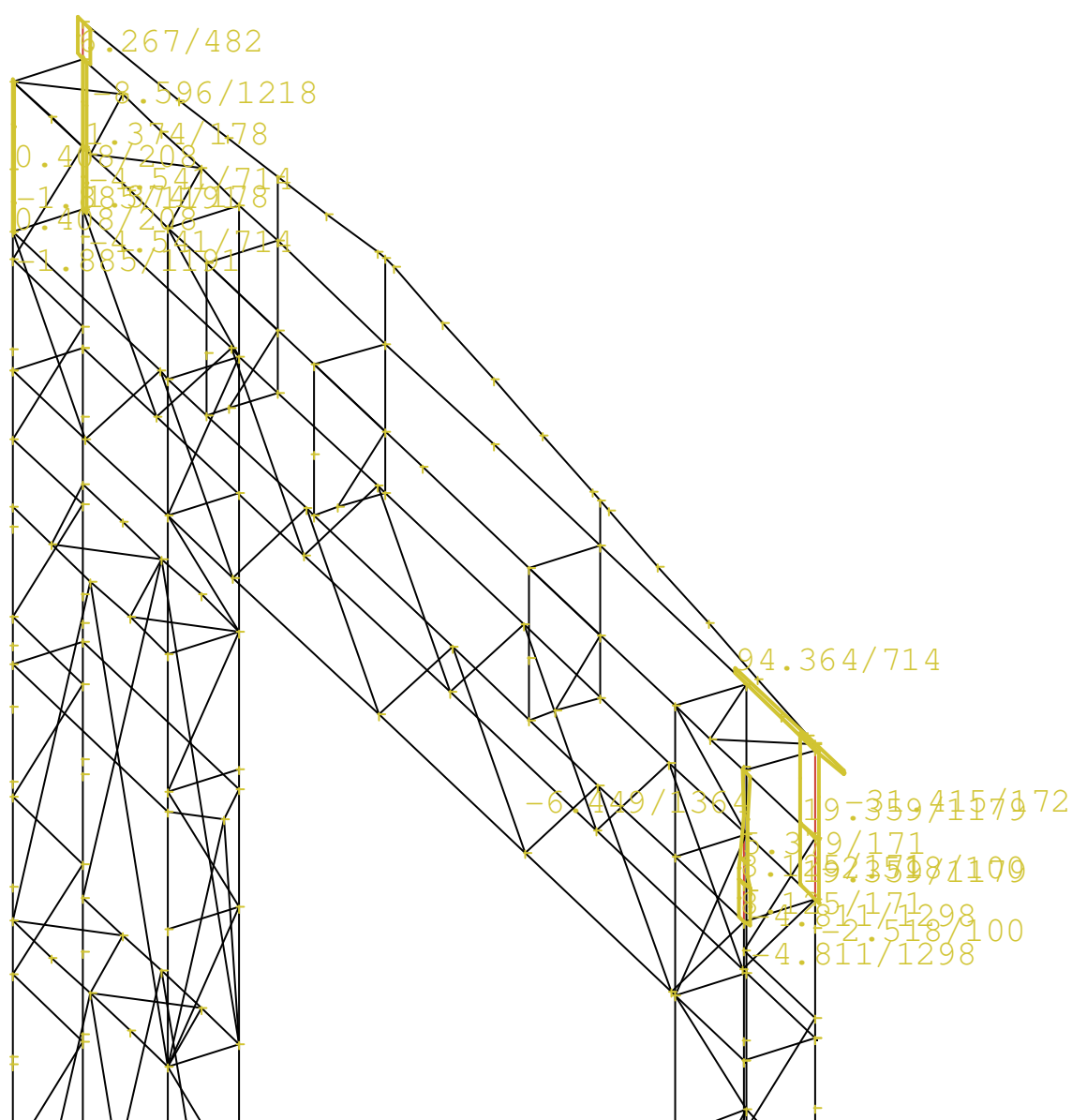
Vyhoví

Posudek profilů I200

V rovině y jsou sloupy stabilizovány výplní diagonál (vzdálenost uzlů 2,2 m) a v rovině x stabilizovány svislicemi tvořenými dvojicí úhelníků 80x80x10 mm a horním pásem příhradového vazníku (vzdálenost uzlů 2,2 m).

Nejzatíženější je pravý sloup, je namáhán kombinací normálové síly a ohybového momentu, v místě připojení průvlaků je průřez namáhán nezanedbatelnou smykovou silou.

Posudek na smyk



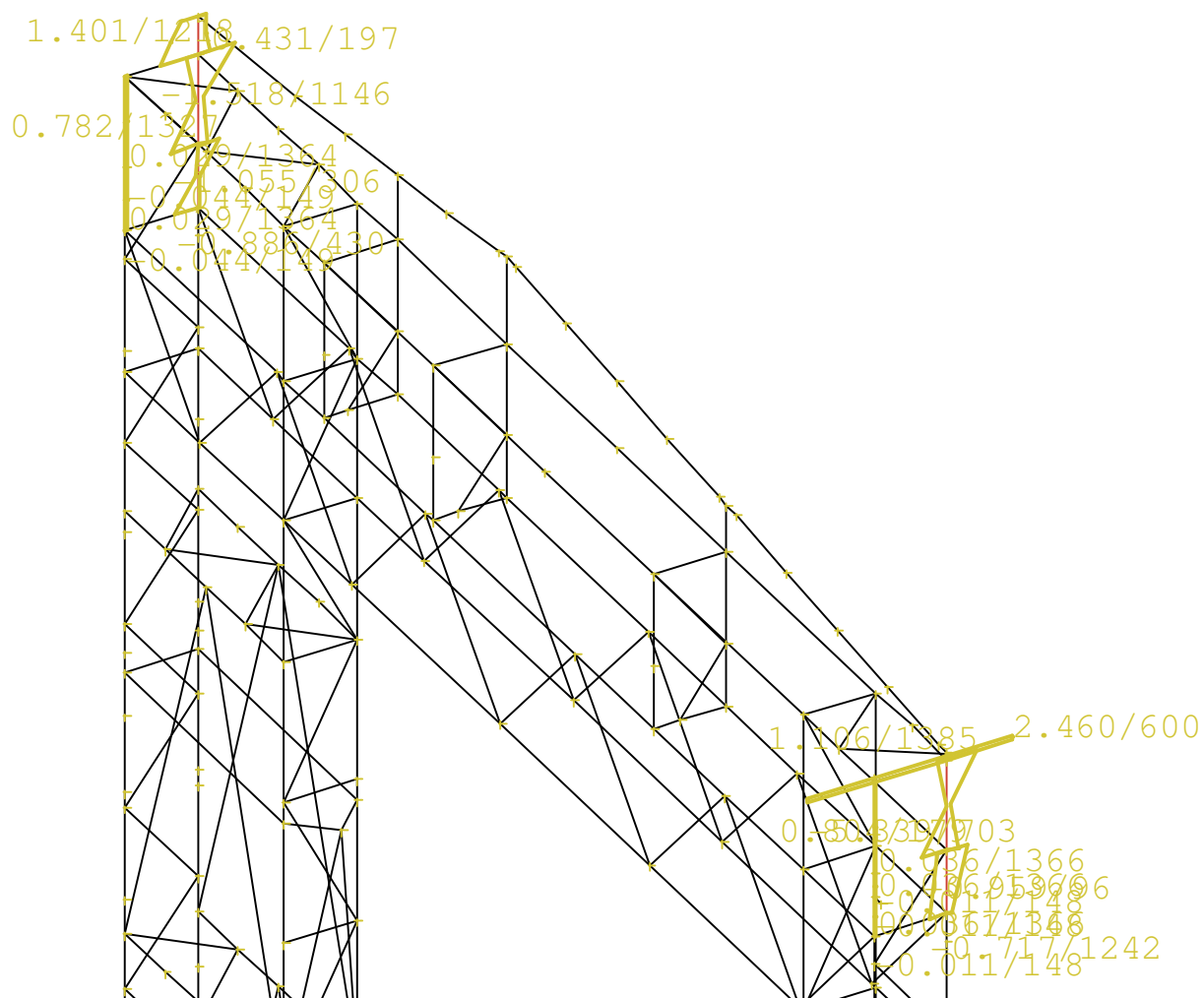
Průběh smykových sil v rovině x profilu I200-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 94,363 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,603 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 217,491 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 94,363 \text{ kN}$$

(5.3.1-7)

Vyhoví



Průběh smykových sil v rovině y profilu I200-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 2,460 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2,034 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 275,968 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 2,460 \text{ kN}$$

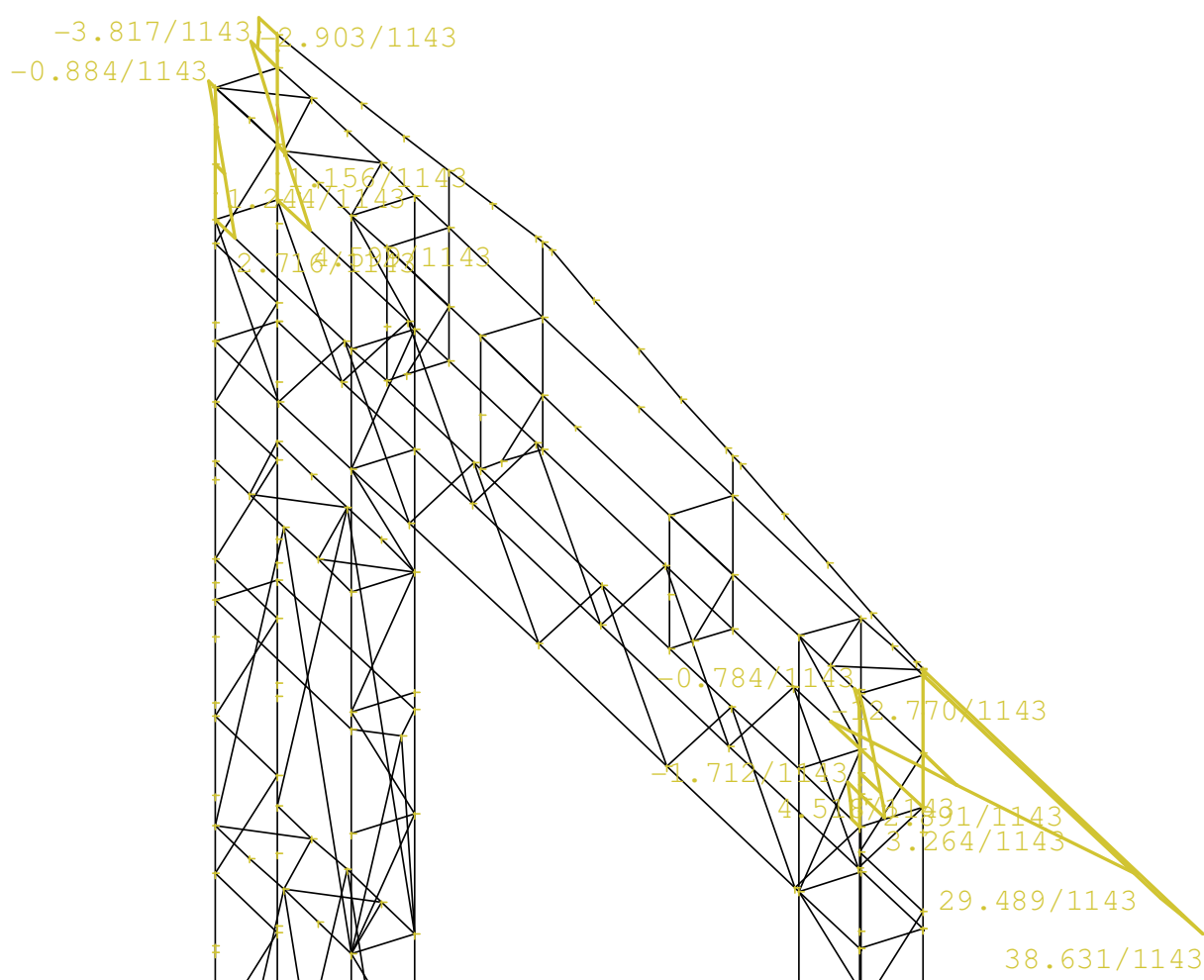
(5.3.1-8)

Vyhoví

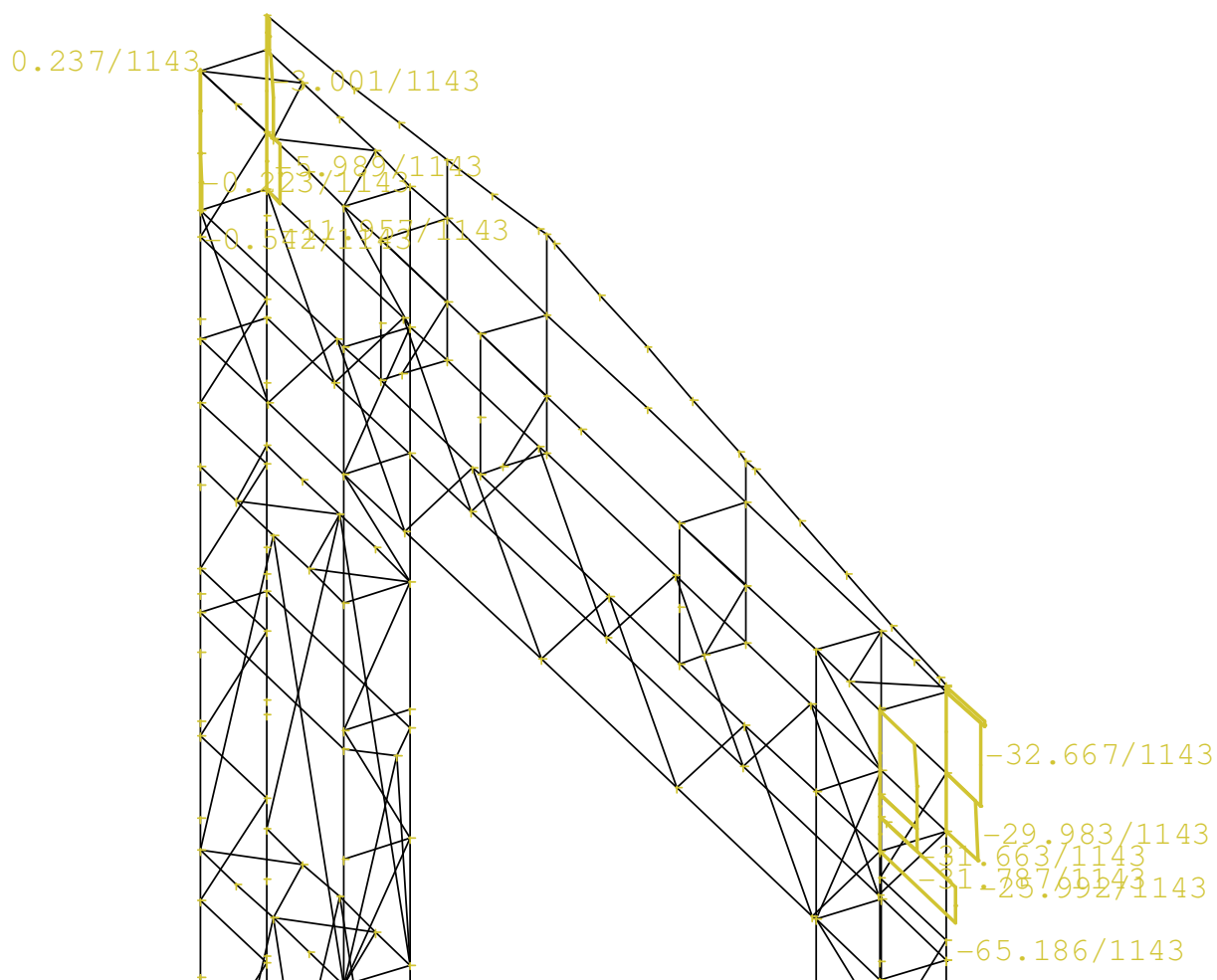
Posudek $M_{\max}+N$

Maximální momentové účinky na částech sloupů I200 vyvozuje kombinace C1143, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dom.svislé břemeno vlevo.

Vzhledem k tomu, že největší zatížení vzniká v koncovém místě sloupu, kde je vzpěrná délka pouze 0,5 m je nutné tento fakt zahrnout do výpočtu.



Průběh Ohybových momentů na profilech I200-C1143



Průběh normálových sil na profilech I200-C1143

$$N_{Ed} = 65,186 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 38,631 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{65,186}{\frac{1,784,900}{1}} + 1,0 \cdot \frac{38,631}{\frac{50,290}{1}} = 0,08 + 0,77 = 0,85 \leq 1$$

(5.3.1-9)

Vyhoví

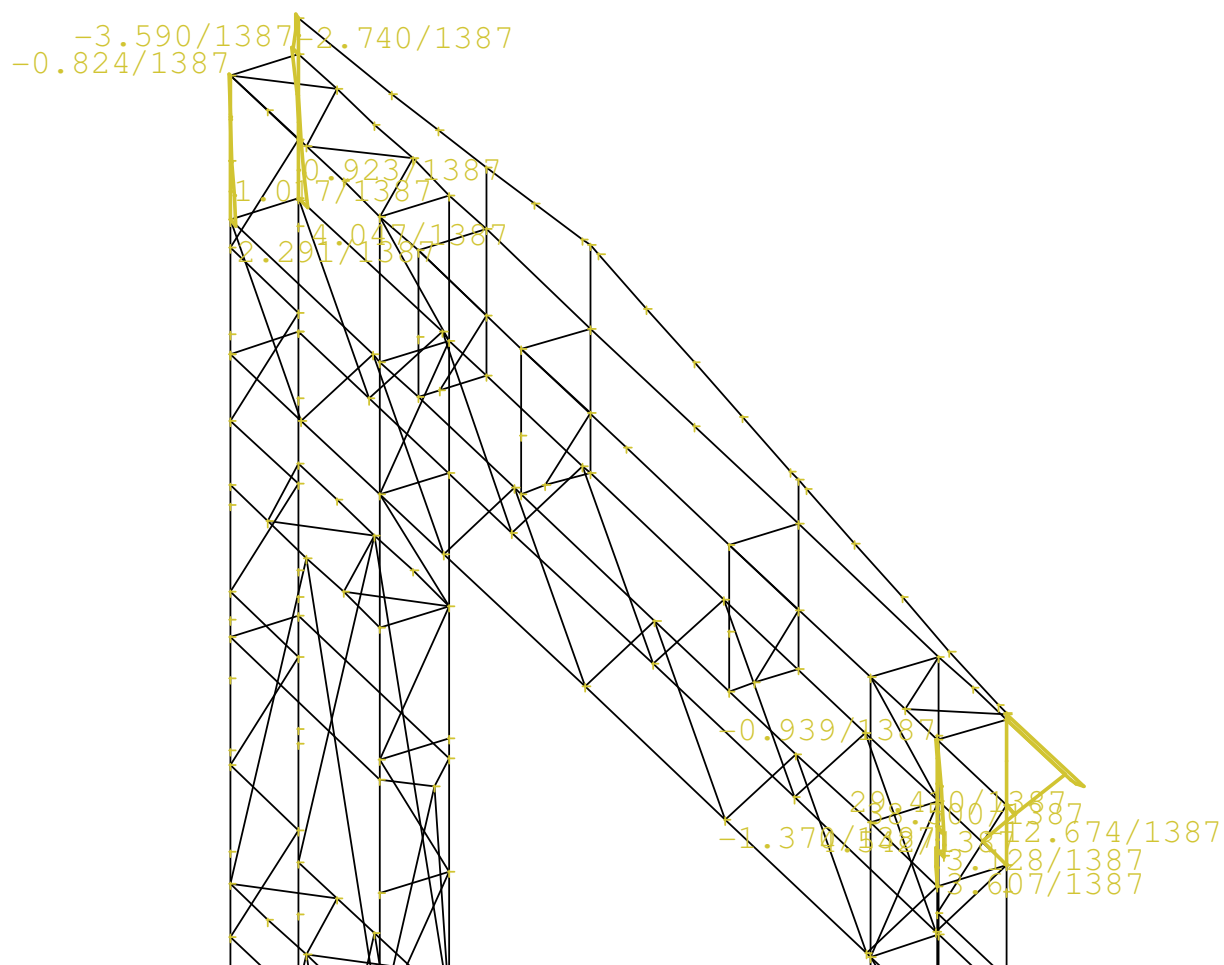
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{65,186}{\frac{0,971,784,900}{1}} + 1,0 \cdot \frac{38,63}{\frac{50,290}{1}} = 0,09 + 0,77 = 0,86 \leq 1$$

(5.3.1-10)

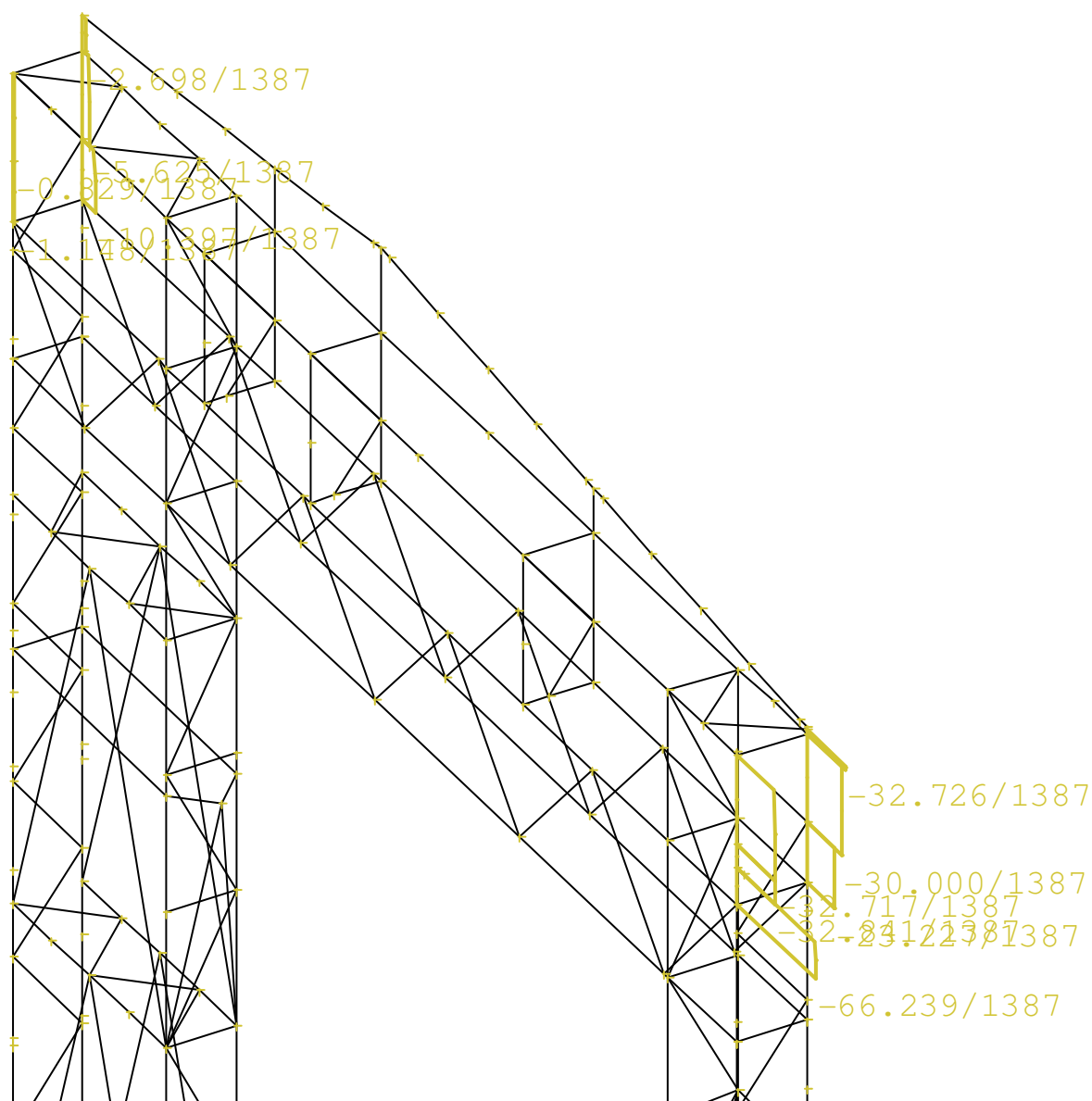
Vyhoví

Posudek $M+N_{\max}$

Maximální momentové účinky na částech sloupů I300 vyvozuje kombinace C1387, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší sání Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 1. Poloha rozjezd kočky břemeno vpravo.



Průběh Ohybových momentů na profilech I200-C1387



Průběh normálových sil na profilech I200-C1387

$$N_{Ed,max} = 66,239 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,607 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{66,239}{\frac{0,971 \cdot 784,9}{1}} + 1,0 \cdot \frac{3,607}{\frac{50,29}{1}} = 0,21 + 0,08 = 0,29 \leq 1$$

(5.3.1-11)

Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{66,239}{\frac{1.784,900}{1}} + 1,0 \cdot \frac{3,607}{\frac{50,29}{1}} = 0,09 + 0,8 = 0,17 \leq 1$$

(5.3.1-12)

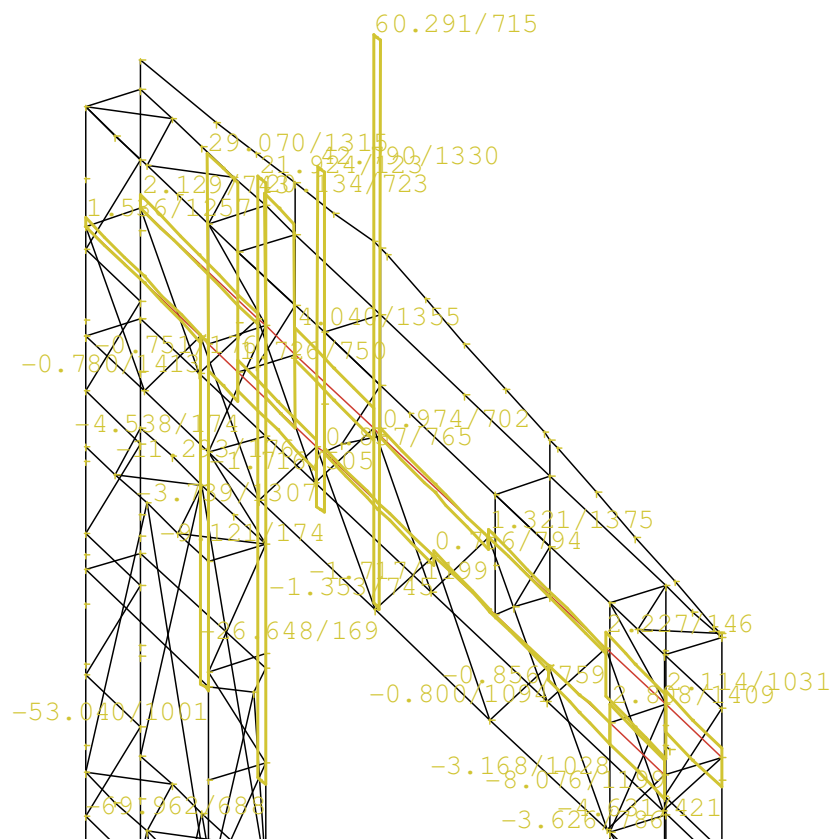
Vyhoví

5.3.2 Posudek horního pásu vazníku netypické vazby v čele haly

Horní pás vazníku je tvořen profilem U220, na který je svarově připojena dvojice příčných krátkých profilů U200, nesoucí horní části osy sloupů regálové haly.

MSÚ

Posudek na smyk



Průběh smykových sil na horním pásu vazníku-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 69,962 \text{ kN}$$

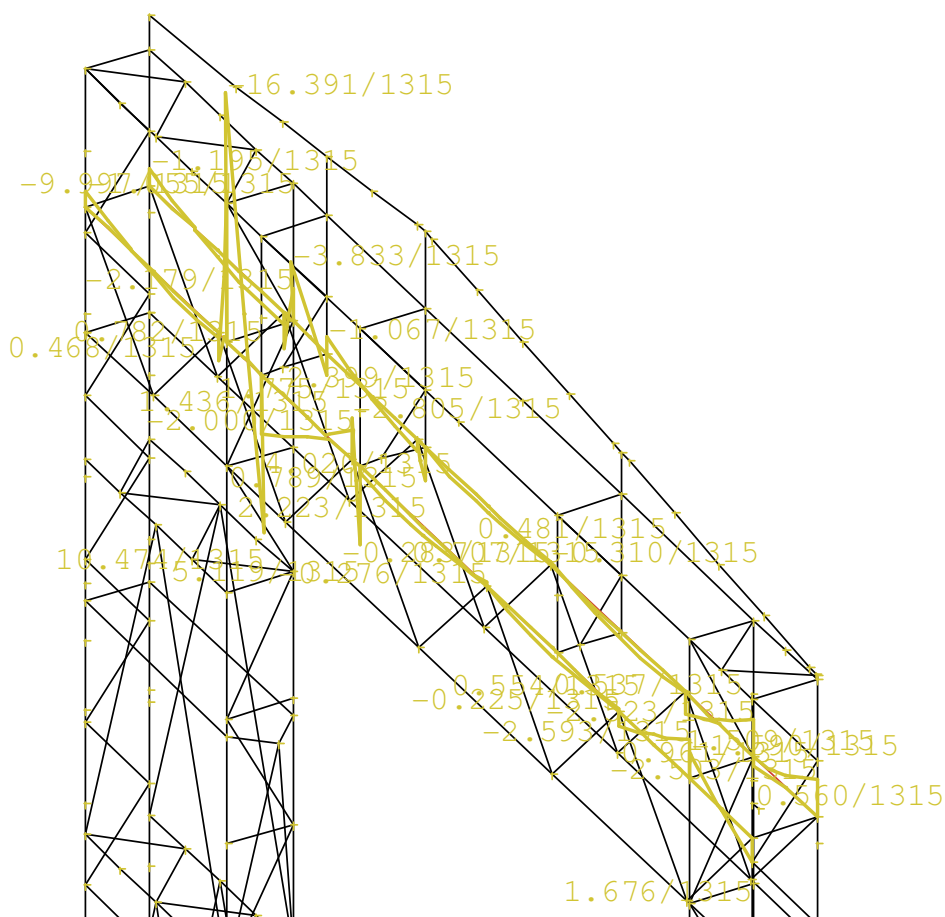
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2,06 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 279,495 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 69,962 \text{ kN}$$

(5.3.2-1)

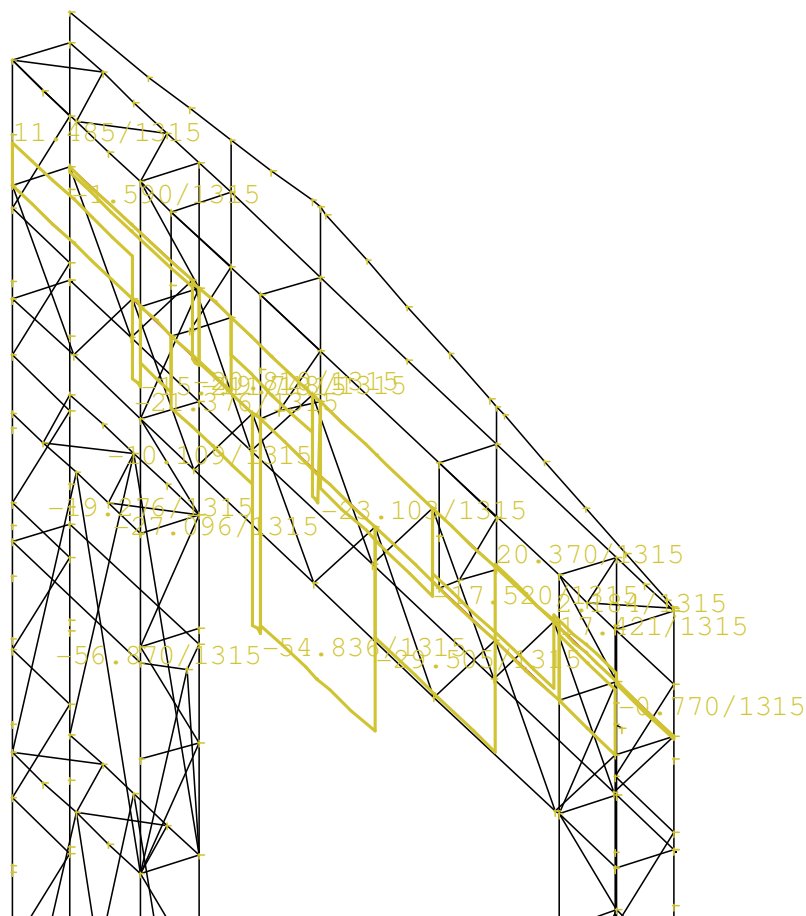
Vyhoví

Posudek $M_{max}+N$

Maximální momentové účinky horní pás vazníku vyvozuje kombinace C1315, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha dom.svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na horních pásech vazníků-C1315



Průběh normálových sil horních pásech vazníků-C1315

$$N_{Ed} = 21,376 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 16,391 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{21,376}{\frac{0,89.878,900}{1}} + 1,0 \cdot \frac{16,391}{\frac{0,676.57,575}{1}} = 0,03 + 0,42 = 0,45 \leq 1$$

(5.3.2-2)

Vyhoví

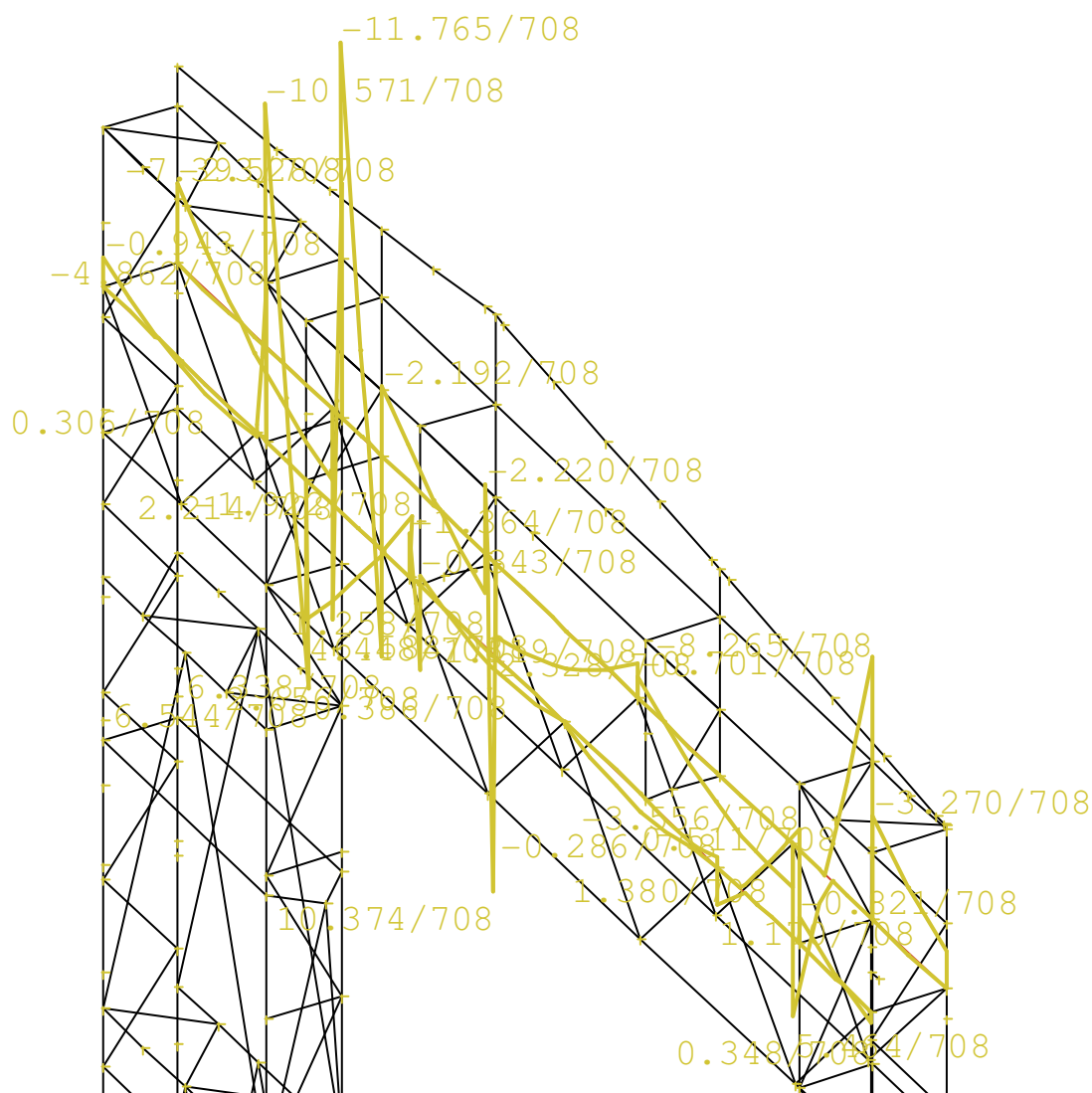
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{21,376}{\frac{0,299.878,900}{1}} + 1,0 \cdot \frac{16,391}{\frac{0,676.57,575}{1}} = 0,08 + 0,42 = 0,50 \leq 1$$

(5.3.2-3)

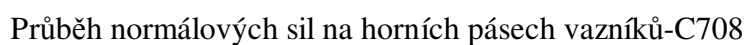
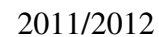
Vyhoví

Posudek $M+N_{\max}$

Maximální normálové účinky na horních pásech vazníků vyvozuje kombinace C708, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na horních pásech vazníků-C708



$$N_{Ed,max} = 66,996 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 10,374 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{66,996}{0,89.878,900} + 1,0. \frac{10,374}{0,676.57,575} = 0,08 + 0,27 = 0,35 \leq 1$$

(5.3.2-4)

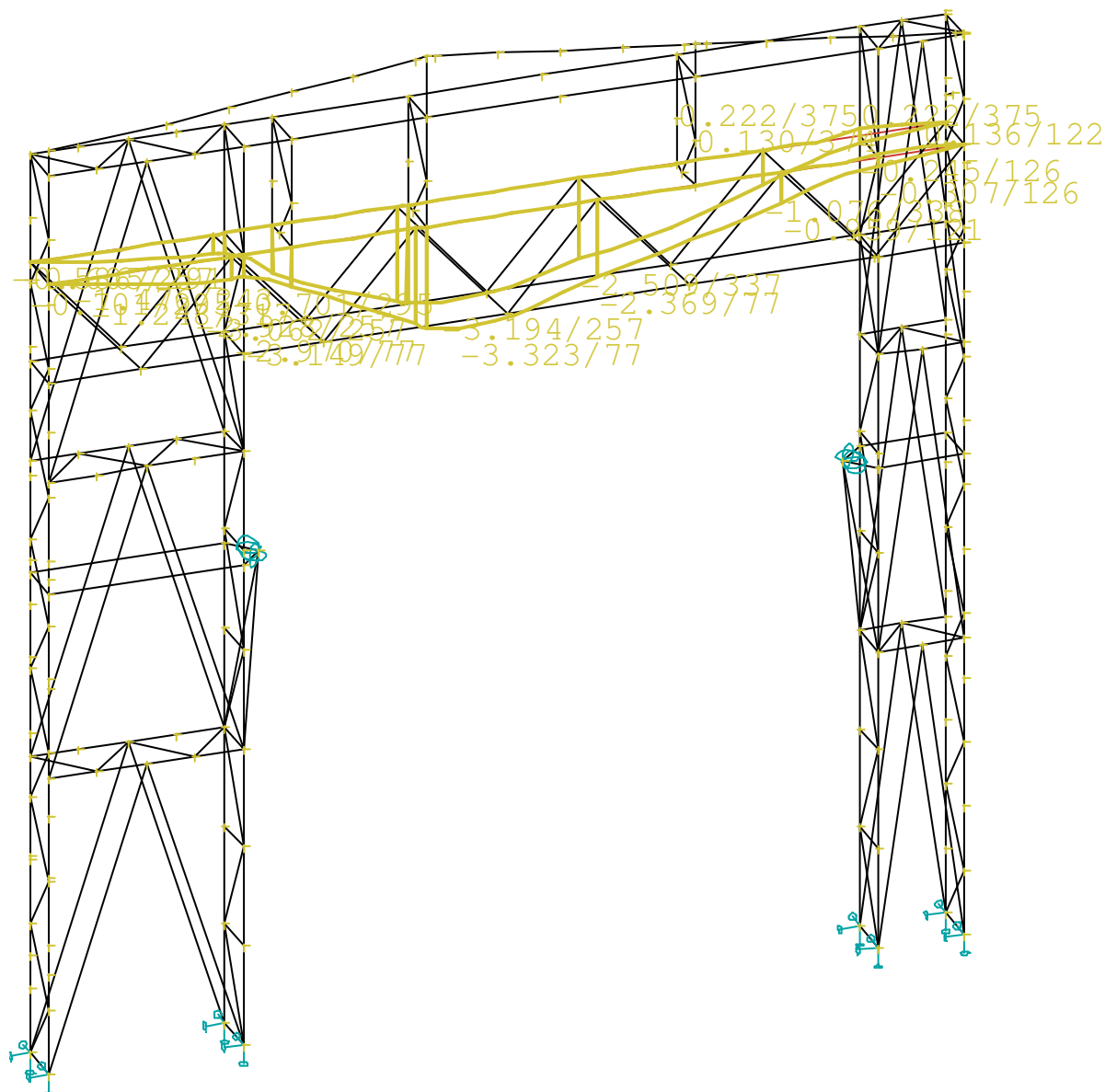
Vyhoví

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_{LT} N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{66,996}{0,299.878,900}}{1} + 1,0 \cdot \frac{\frac{10,374}{0,676.57,575}}{1} = 0,25 + 0,27 = 0,52 \leq 1$$

(5.3.2-5)

Vyhoví

MSP



Deformace horních pásů vazníků-Obalová křivka

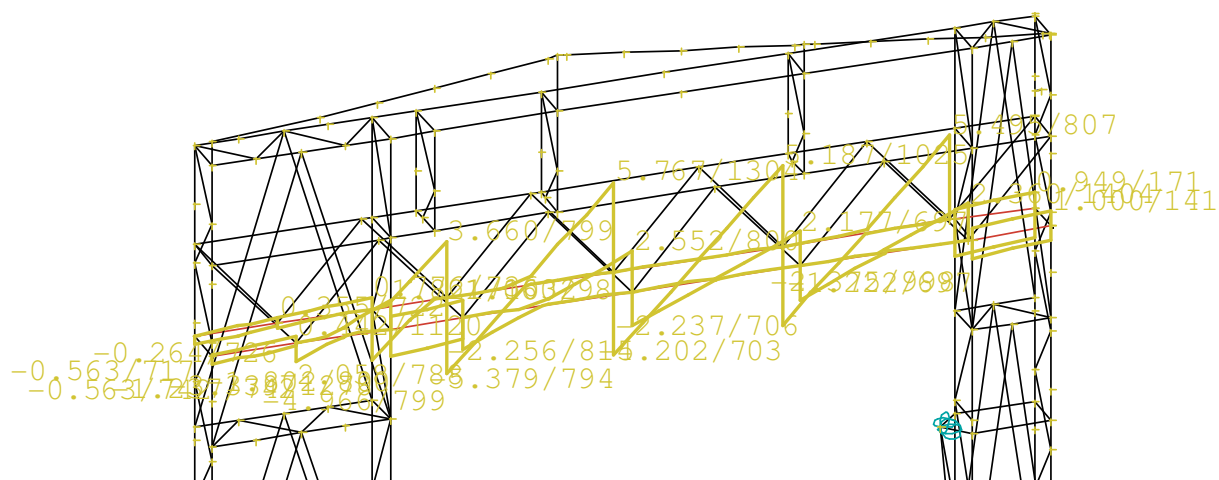
$$\delta = 3,3mm \leq \delta_{lim} = \frac{L}{300} = 59,5mm$$

5.3.3 Posudek dolního pásu vazníku netypické vazby v čele haly

Dolní pás vazníku je tvořen profilem U140, na který jsou svarově připojeny diagonály vazníku.

MSÚ

Posudek na smyk



Průběh smykových sil na dolním pásu vazníku-Obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 5,450 \text{ kN}$$

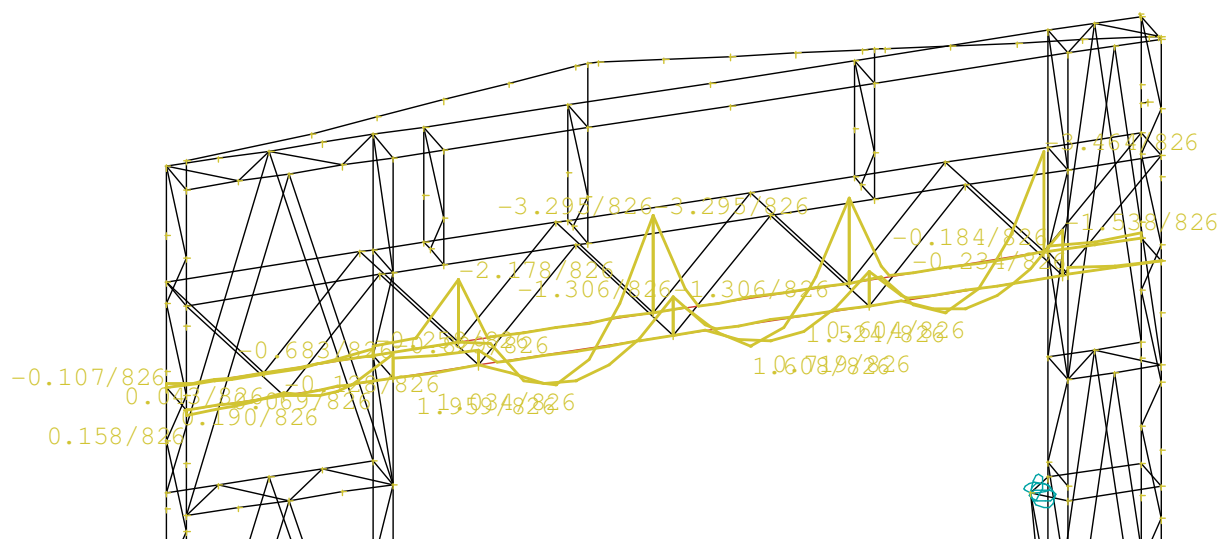
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,04 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1 \cdot \sqrt{3}} = 141,104 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 5,450 \text{ kN}$$

(5.3.2-1)

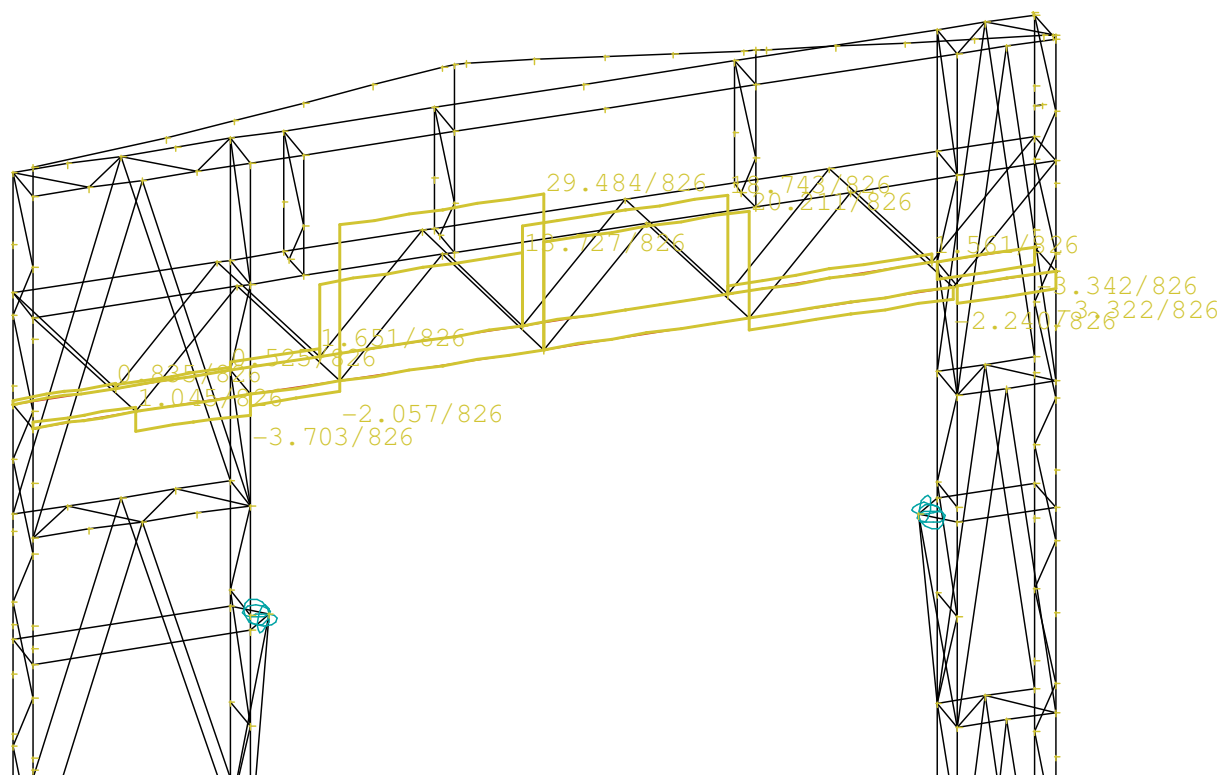
Vyhoví

Posudek $M_{max}+N$

Maximální momentové účinky na dolní pás vazníku vyvozuje kombinace C826, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha dom.svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na horních pásech vazníků-C826



Průběh normálových sil horních pásech vazníků-C826

$$N_{Ed} = 29,484 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 3,295 \text{ kNm}$$

Vzhledem k tahovým normálovým silám je nutné tahové posouzení.

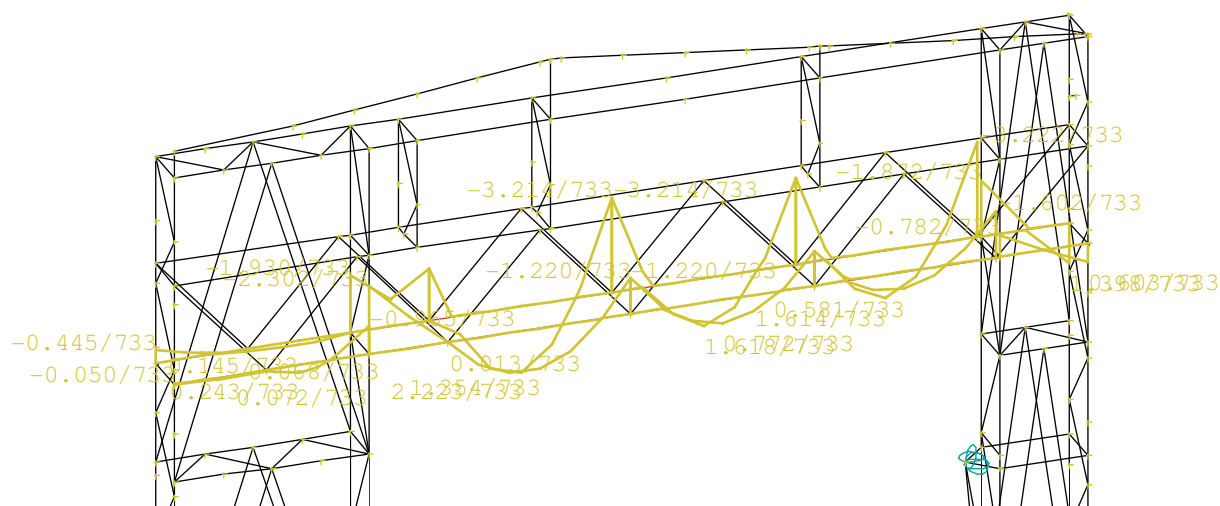
$$\frac{N_{max,Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{29,484}{\frac{479,400}{1}} + \frac{3,295}{\frac{20,304}{1}} = 0,06 + 0,16 = 0,22 \leq 1$$

(5.3.2-2)

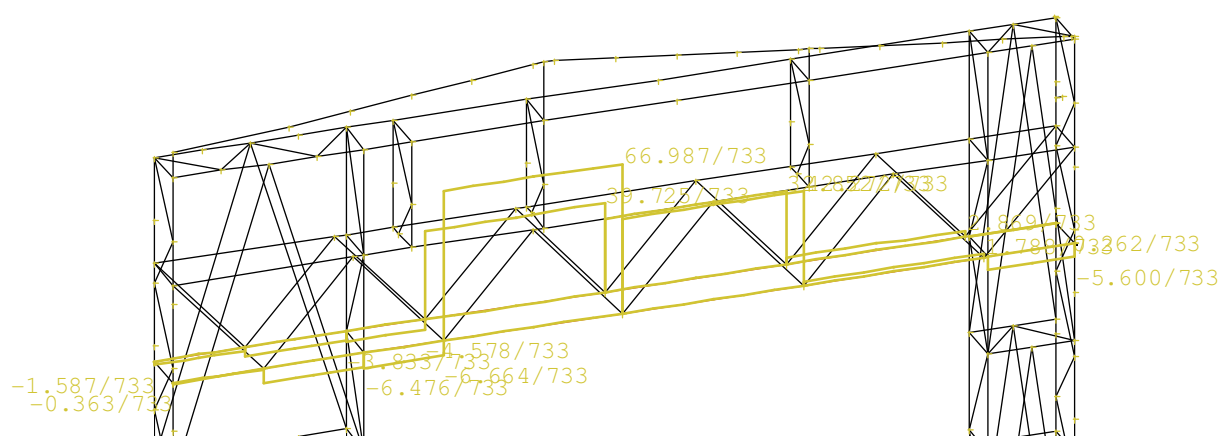
Vyhoví

Posudek M+N_{max}

Maximální normálové účinky na horních pásech vazníků vyvozuje kombinace C733, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na horních pásech vazníků-C733



Průběh normálových sil na horních pásech vazníků-C733

$$N_{Ed,max} = 66,987 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,220 \text{ kNm}$$

Vzhledem k tahovým normálovým silám je nutné tahové posouzení.

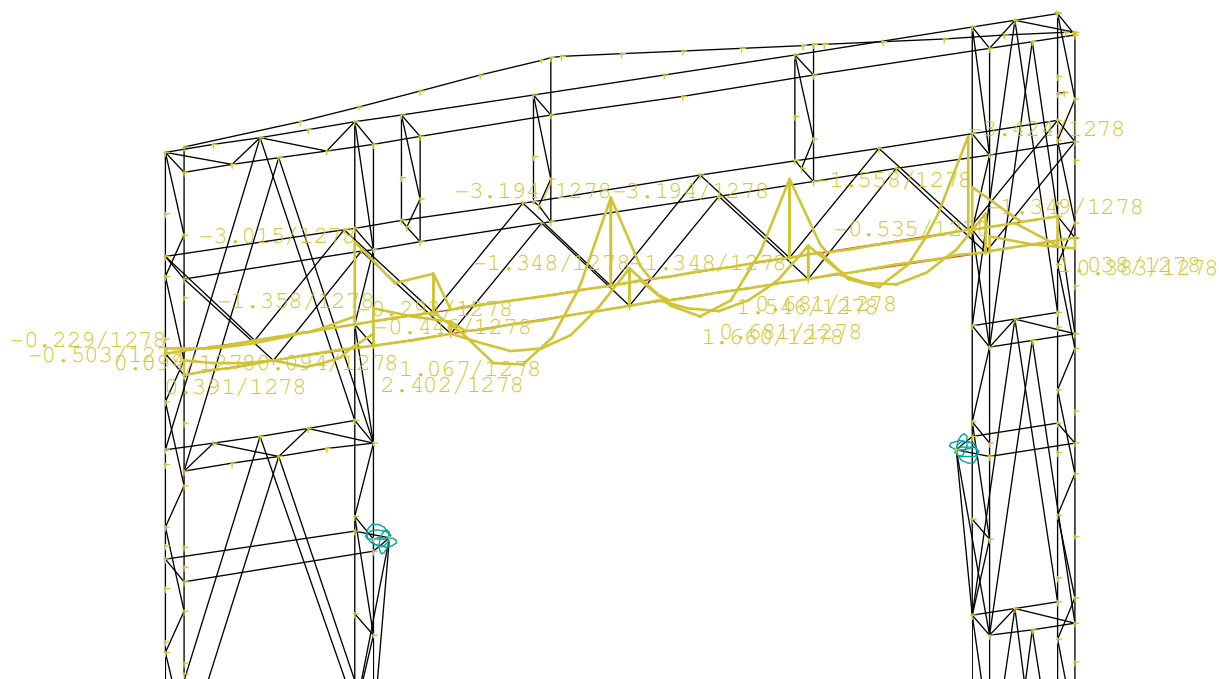
$$\frac{N_{max,Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{66,987}{\frac{479,400}{1}} + \frac{1,220}{\frac{20,304}{1}} = 0,14 + 0,06 = 0,20 \leq 1$$

(5.3.2-3)

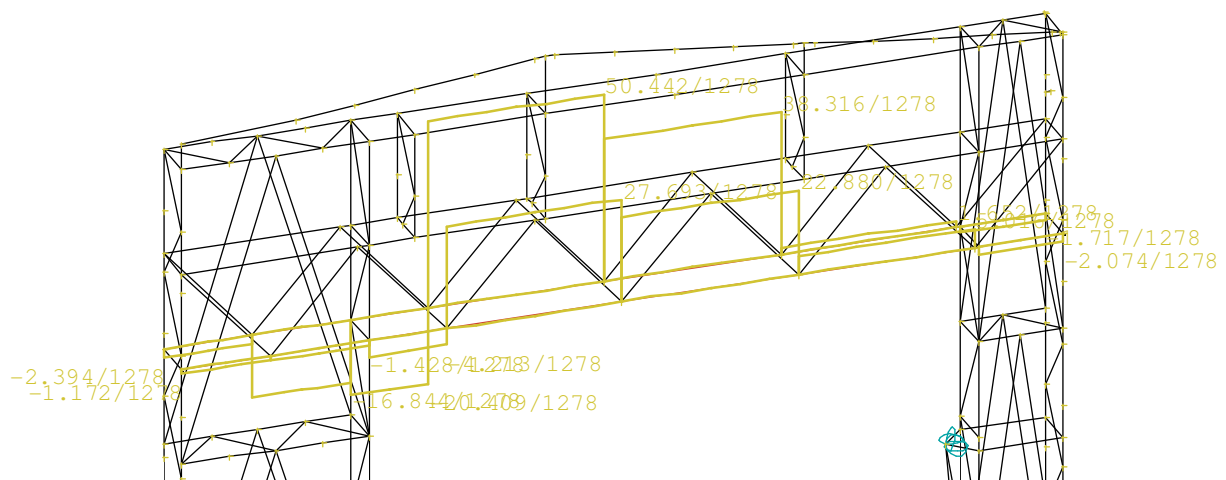
Vyhoví

Posudek M+N_{max} (Maximální tlakové účinky)

Maximální normálové účinky na horních pásech vazníků vyvoluje kombinace C1278, jež je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Průběh Ohybových momentů na horních pásech vazníků-C1278



Průběh normálových sil na horních pásech vazníků-C1278

$$N_{Ed,max} = 16,844 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,015 \text{ kNm}$$

Posudek

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{16,844}{\frac{0,75.479,400}{1}} + 1,0 \cdot \frac{3,015}{\frac{0,65.20,304}{1}} = 0,05 + 0,23 = 0,27 \leq 1$$

(5.3.2-4)

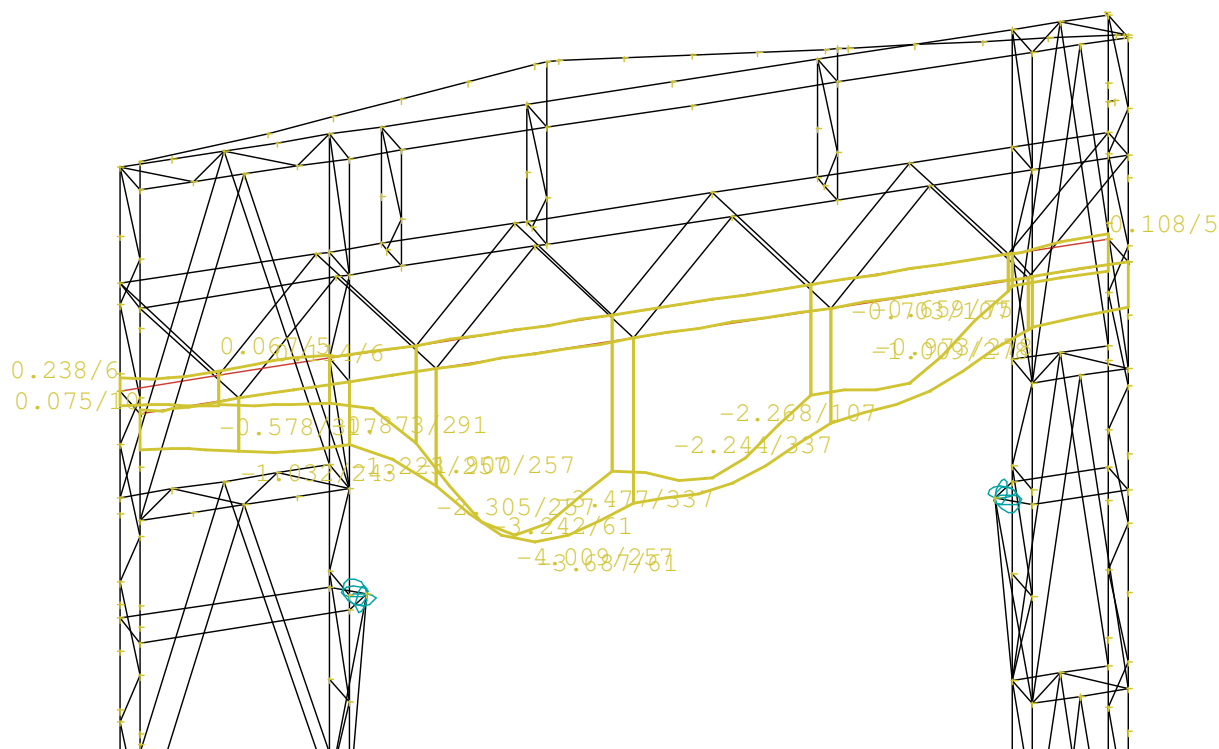
Vyhoví

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{16,844}{\frac{0,196.479,400}{1}} + 1,0 \cdot \frac{3,015}{\frac{0,65.20,304}{1}} = 0,18 + 0,23 = 0,41 \leq 1$$

(5.3.2-5)

Vyhoví

MSP



Deformace horních pásů vazníků-Obalová křivka

$$\delta = 4,00\text{mm} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{300} = 59,5\text{mm}$$

(5.3.2-6)

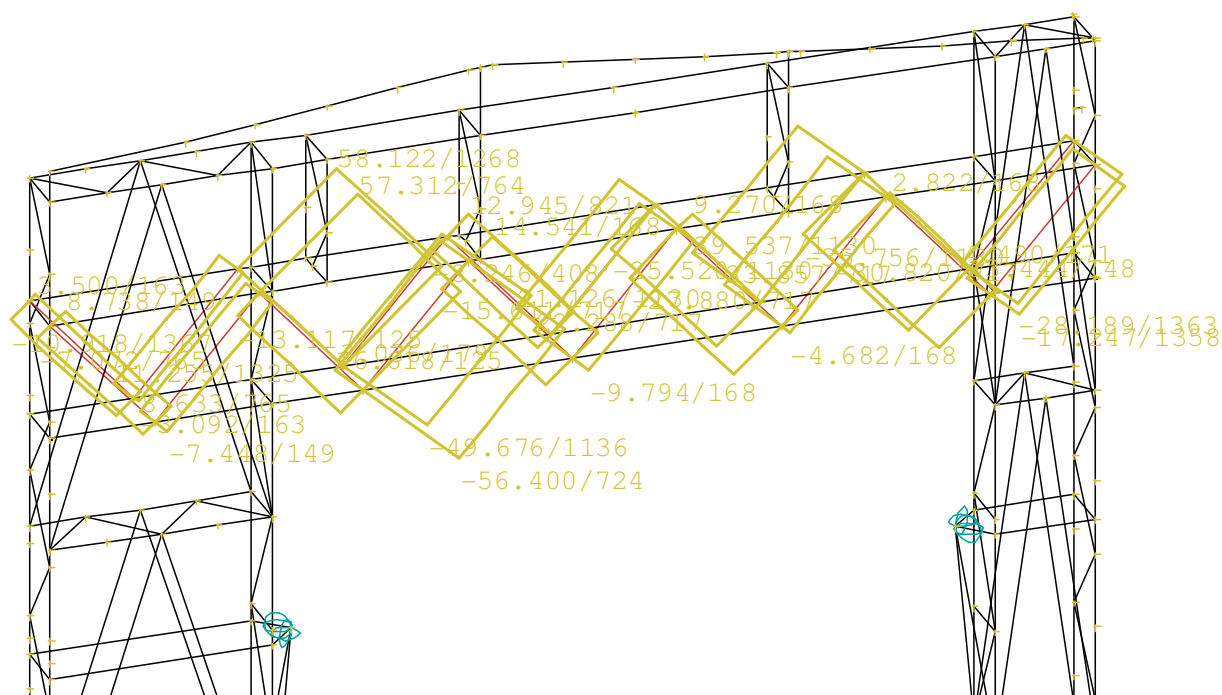
Vyhoví

5.3.4 Posudek diagonál vazníku netypické vazby v čele haly

Diagonály příhradového vazníku netypické vazby v čele haly jsou tvořeny trubkami TR 40x5mm. Tyto jsou připojeny na pásy vazníku z každé strany sloupu. Ztužení v místě spoje a zajištění spolupůsobení pásů vazníku zajišťuje ztužení plechem (P20) v místě spoje (tam kde je to možné).

$$L_{cr} = 0,9.2681 = 2413\text{mm}$$

(5.3.4-1)



Obalová křivka extrémních normálových sil na diagonálách

Posudek

Pro taženou diagonálu:

$$N_{Rk} = A \cdot f_{yd} = 2.550.235 = 258,50 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 58,122 \text{ kN}$$

(5.3.4-2)

Vyhoví

Pro tlačnou diagonálu:

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,223 \cdot 2.550.235 = 57,65 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 56,400 \text{ kN}$$

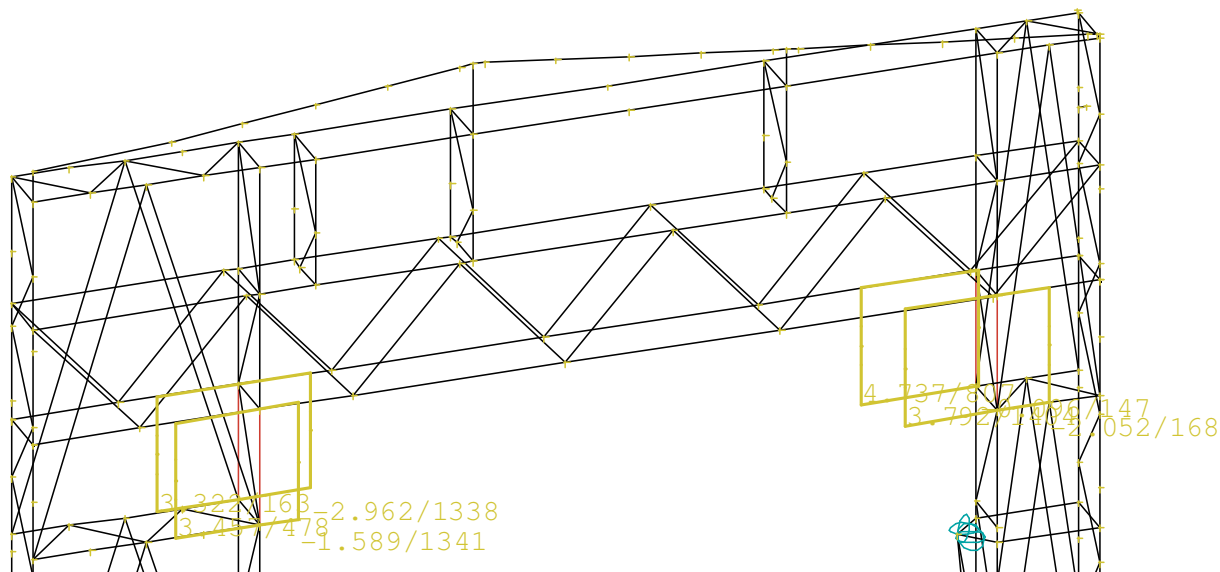
(5.3.4-3)

Vyhoví

5.3.5 Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti rámového rohu

Vnitřní sloupy jsou tvořeny profily U160 a vnější profily I200, tyto profily budou namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu.

Posudek 2xU160



Posouvající síly na pásech sloupů tvořící rámový roh-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 4,737 \text{ kN}$$

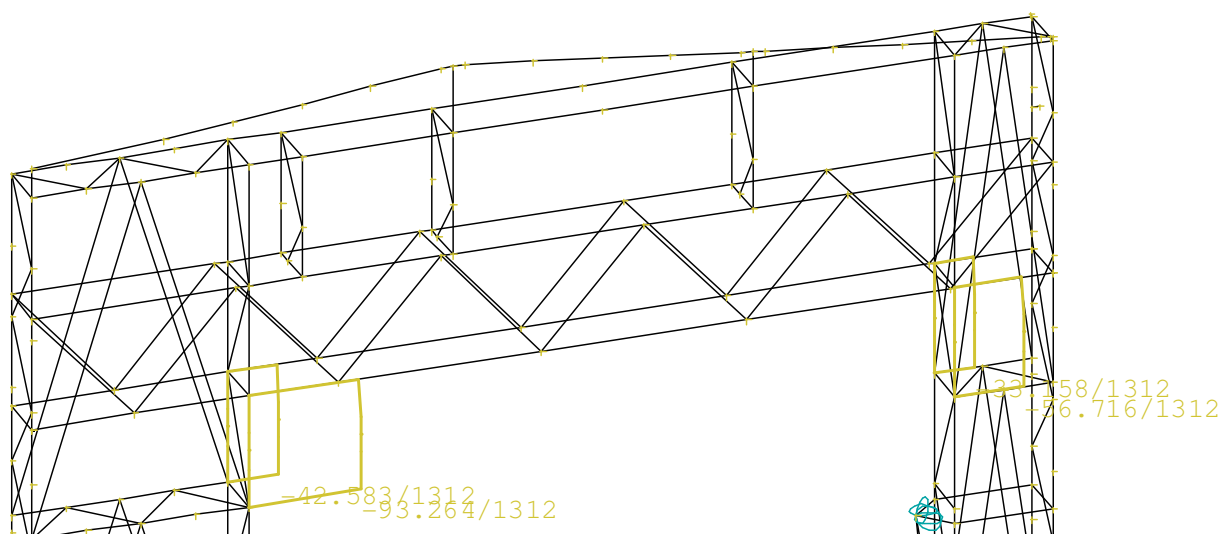
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,26 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 346,907 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 4,737 \text{ kN}$$

(5.3.5-1)

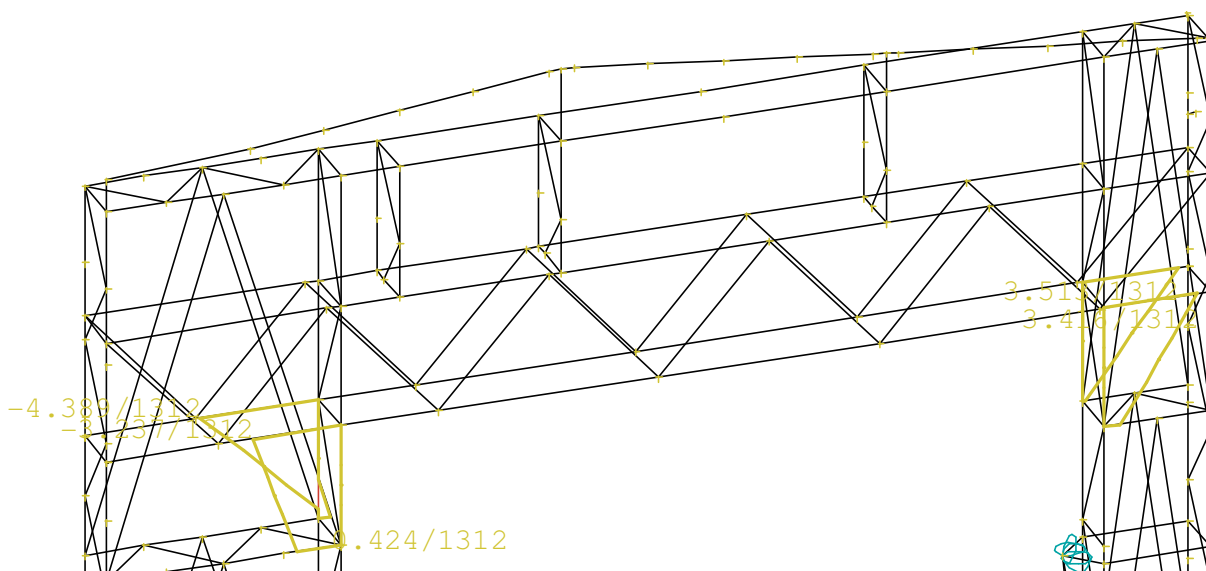
Vyhoví

Posudek $N_{max}+M$

Největší normálovou sílu vyvolává v rámovém rohu kombinace C1312. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Příčný vítr zezadu, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v rámovém rohu C1312



Ohybové momenty v rámovém rohu C1312

$$N_{Ed,Max} = 93,264 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,237 \text{ kNm}$$

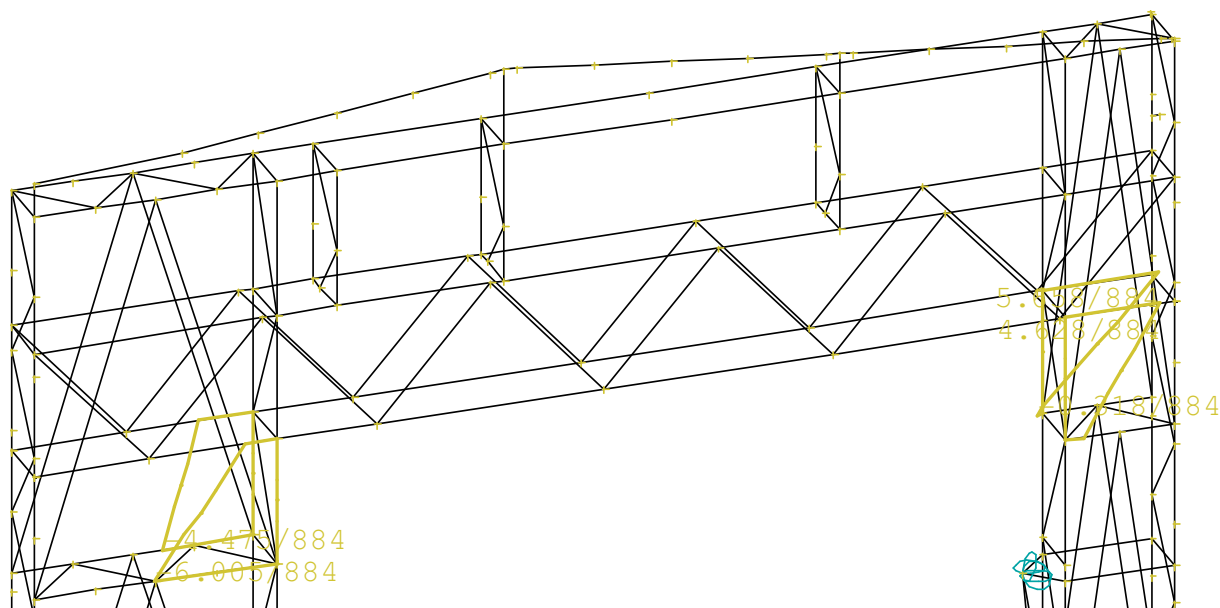
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{93,264}{\frac{0,474 \cdot 1128,00}{1}} + 1 \cdot \frac{3,237}{\frac{54,520}{1}} = 0,17 + 0,06 = 0,23 \leq 1$$

(5.3.5-2)

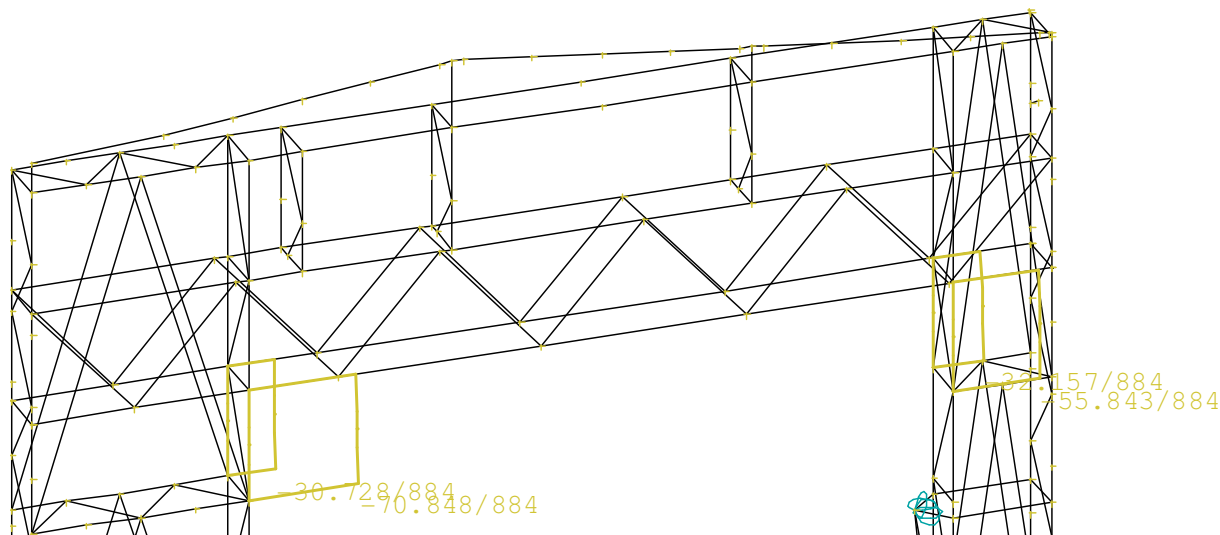
Vyhoví

Posudek $N+M_{\max}$

Největší ohybový moment vyvolává v rámovém rohu kombinace C1192. Tuto kombinaci tvoří tato zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v rámovém rohu C1192



Ohybové momenty v rámovém rohu C1192

$$N_{Ed,Max} = 70,848 \text{ kN}$$

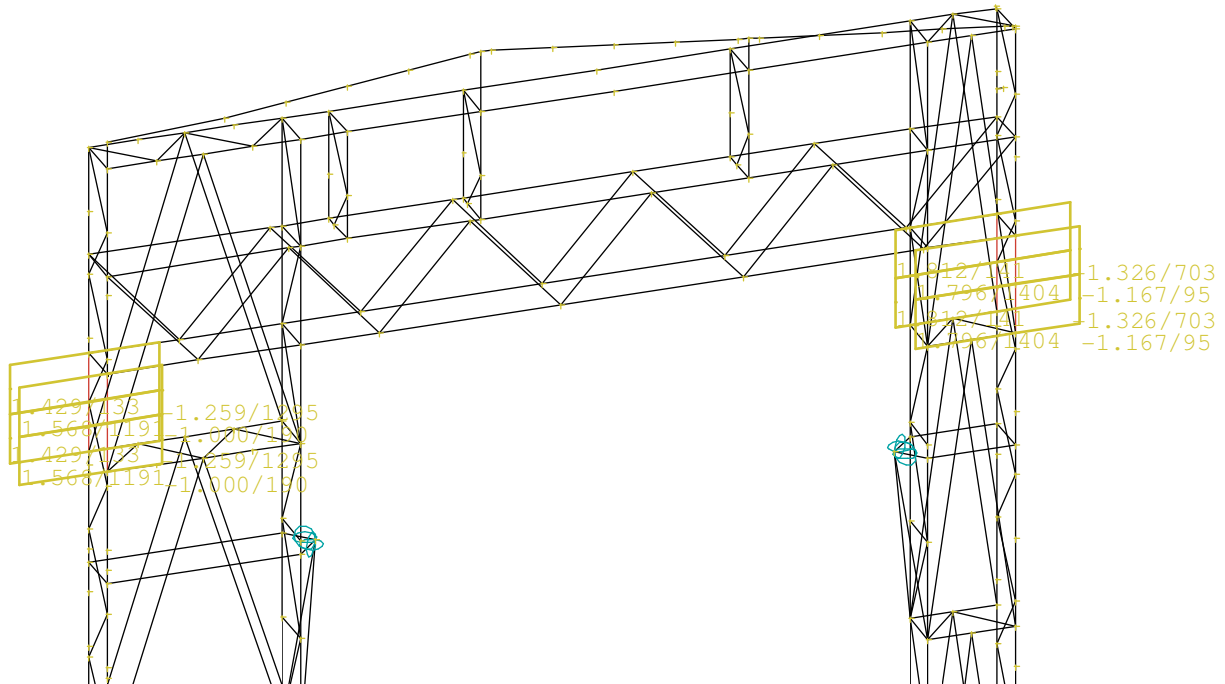
$$M_{Ed} = 6,005 \text{ kNm}$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{70,848}{0,474 \cdot 1128,00} + 1 \cdot \frac{6,005}{54,520} = 0,13 + 0,11 = 0,24 \leq 1$$

(5.3.5-3)

Vyhoví

Posudek I200



Posouvající síly na pásech sloupů tvořící rámový roh-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 1,567 \text{ kN}$$

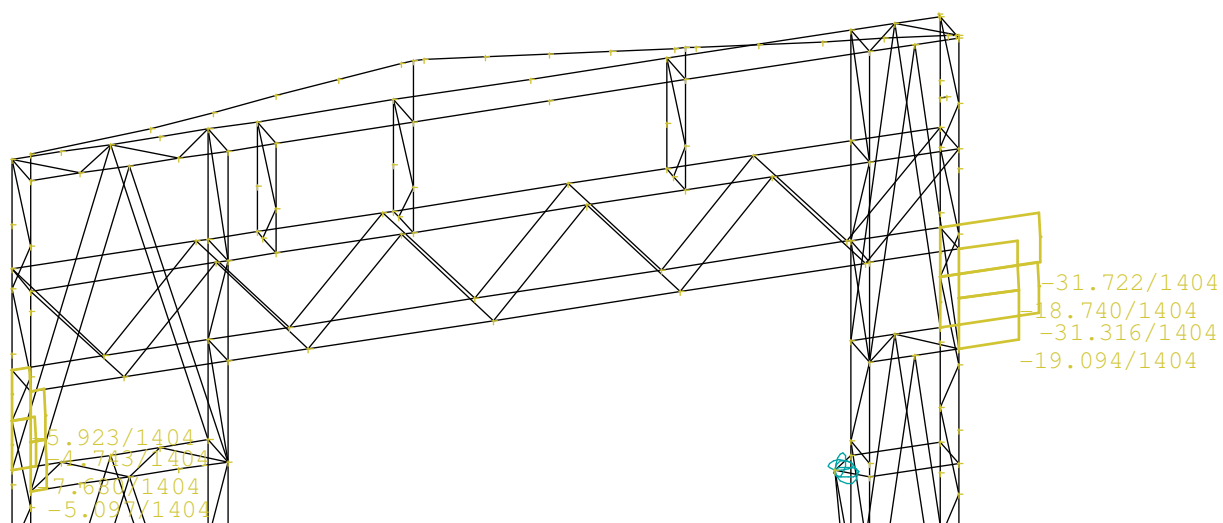
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,6 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 217,491 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 1,567 \text{ kN}$$

(5.3.5-4)

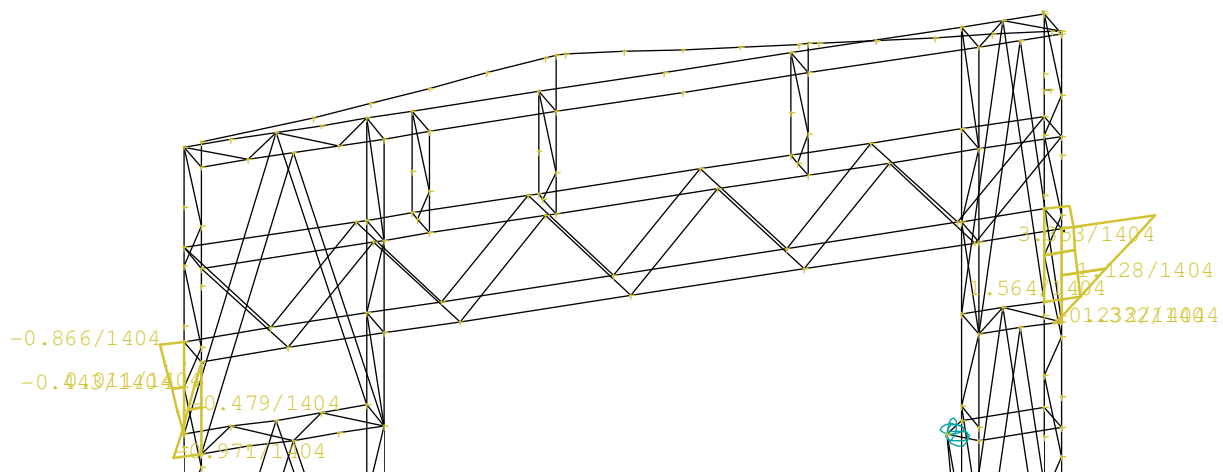
Vyhoví

Posudek N+M_{max}

Největší ohybový moment vyvolává v rámovém rohu kombinace C1404. Tuto kombinaci tvoří tato zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v rámovém rohu C1404



Ohybové momenty v rámovém rohu C1404

$$N_{Ed} = 31,722 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 3,353 \text{ kNm}$$

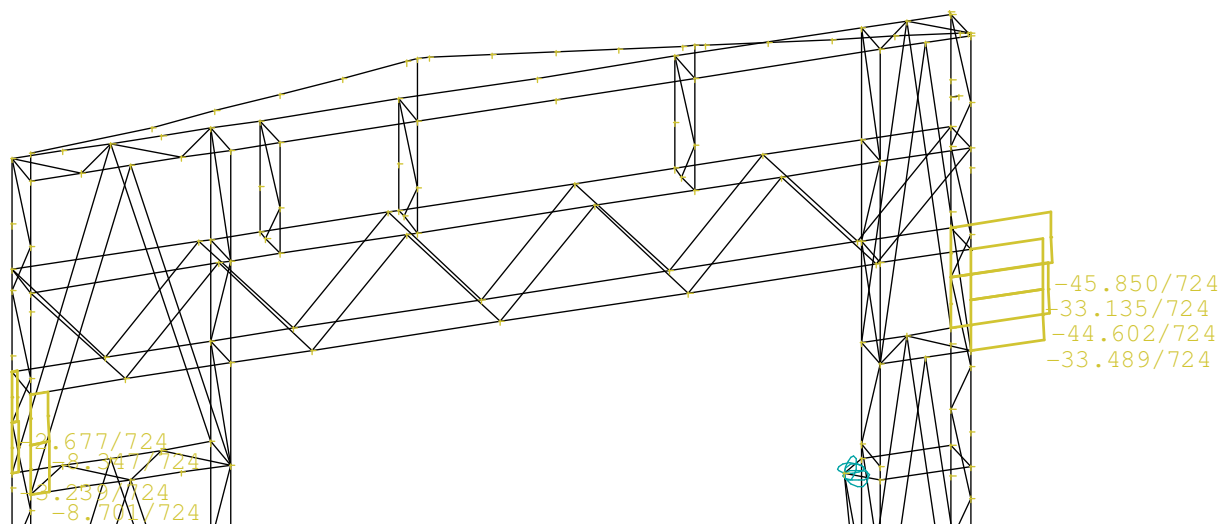
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{31,722}{\frac{0,512 \cdot 784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{3,353}{\frac{50,290}{1}} = 0,07 + 0,06 = 0,15 \leq 1$$

(5.3.5-5)

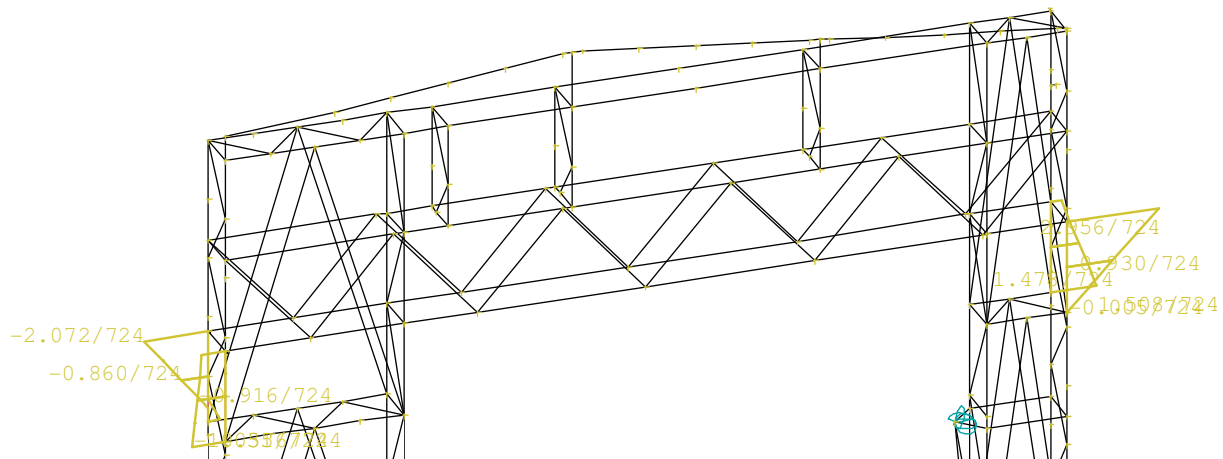
Vyhoví

Posudek $N_{\max}+M$

Největší normálovou sílu vyvolává v rámovém rohu kombinace C724. Tuto kombinaci tvoří tato zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v rámovém rohu C724



Ohybové momenty v rámovém rohu C724

$$N_{Ed,Max} = 45,850 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2,956 \text{ kNm}$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{45,850}{\frac{0,512 \cdot 784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{2,956}{\frac{50,290}{1}} = 0,11 + 0,06 = 0,17 \leq 1$$

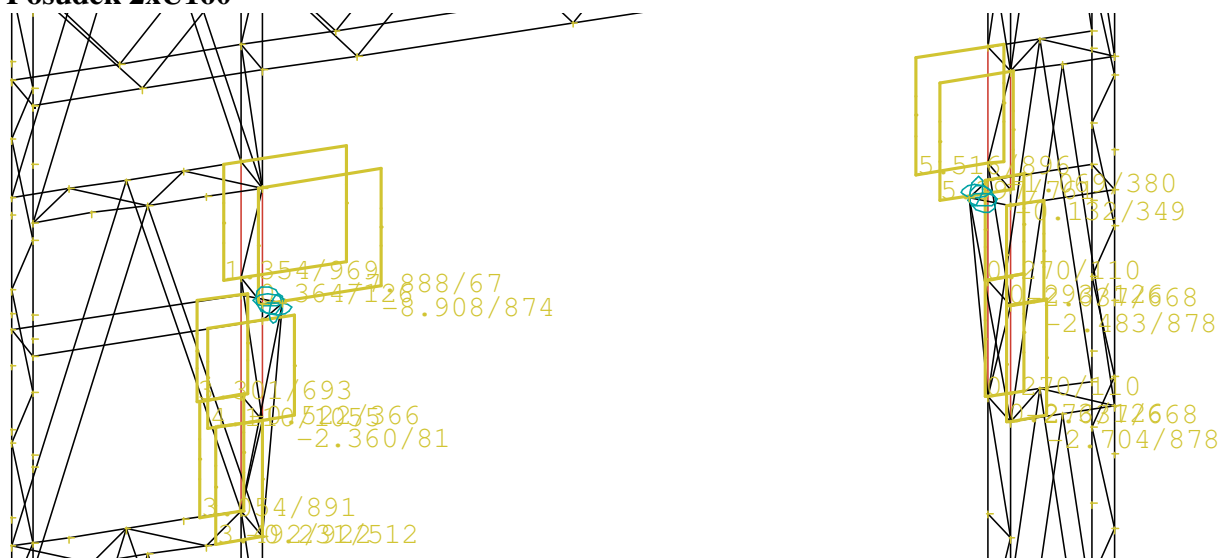
(5.3.5-3)

Vyhoví

5.3.6 Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti připojení jeřábové dráhy

Vnitřní sloupky jsou tvořeny profily U160 a vnější profily I200, tyto profily budou namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu.

Posudek 2xU160



Posouvající síly na pásech sloupů v místě připojení J.D.-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 8,908 kN$$

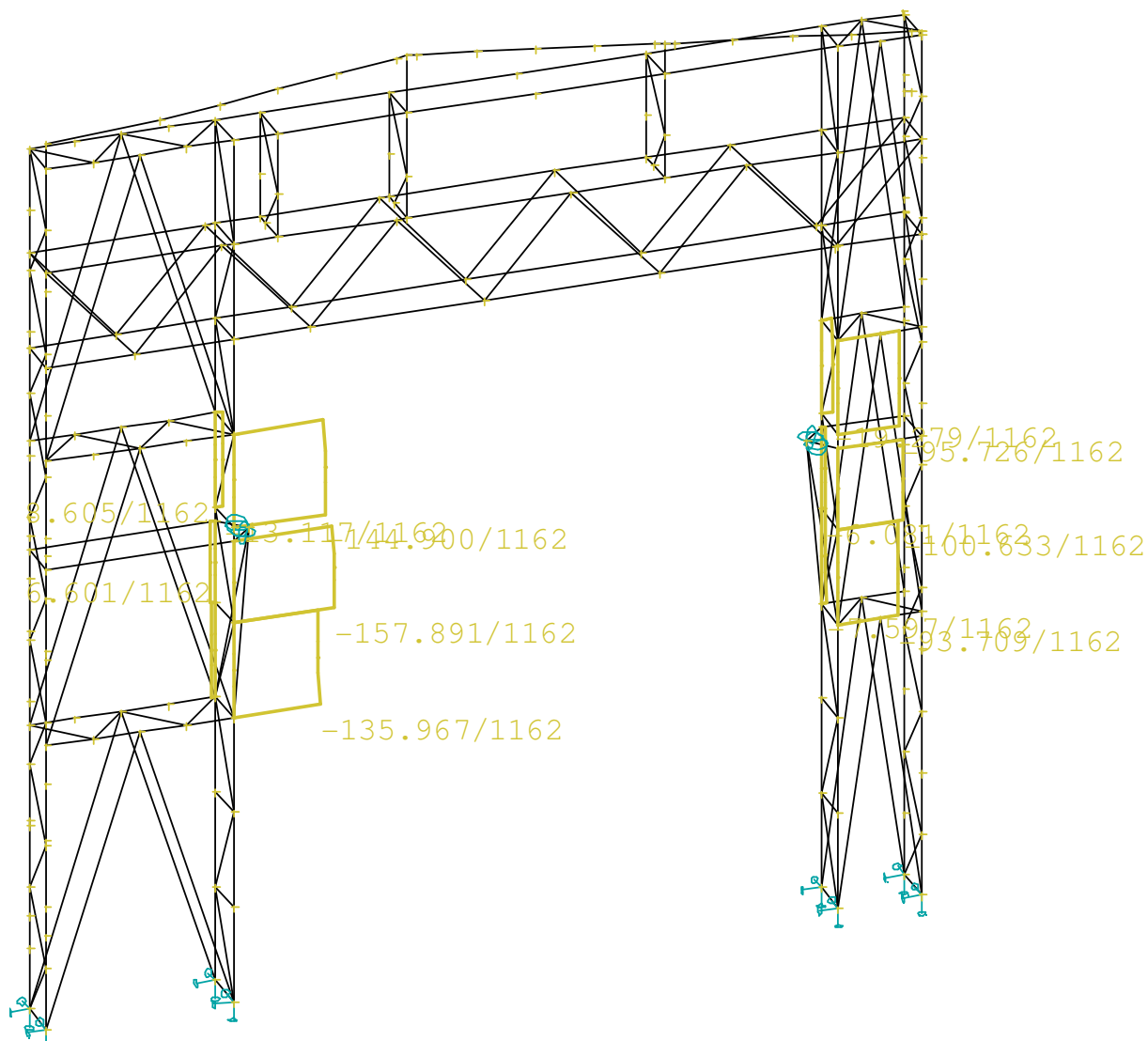
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2,126 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 346,907 kN \geq V_{max,Ed} = 8,908 kN$$

(5.3.6-1)

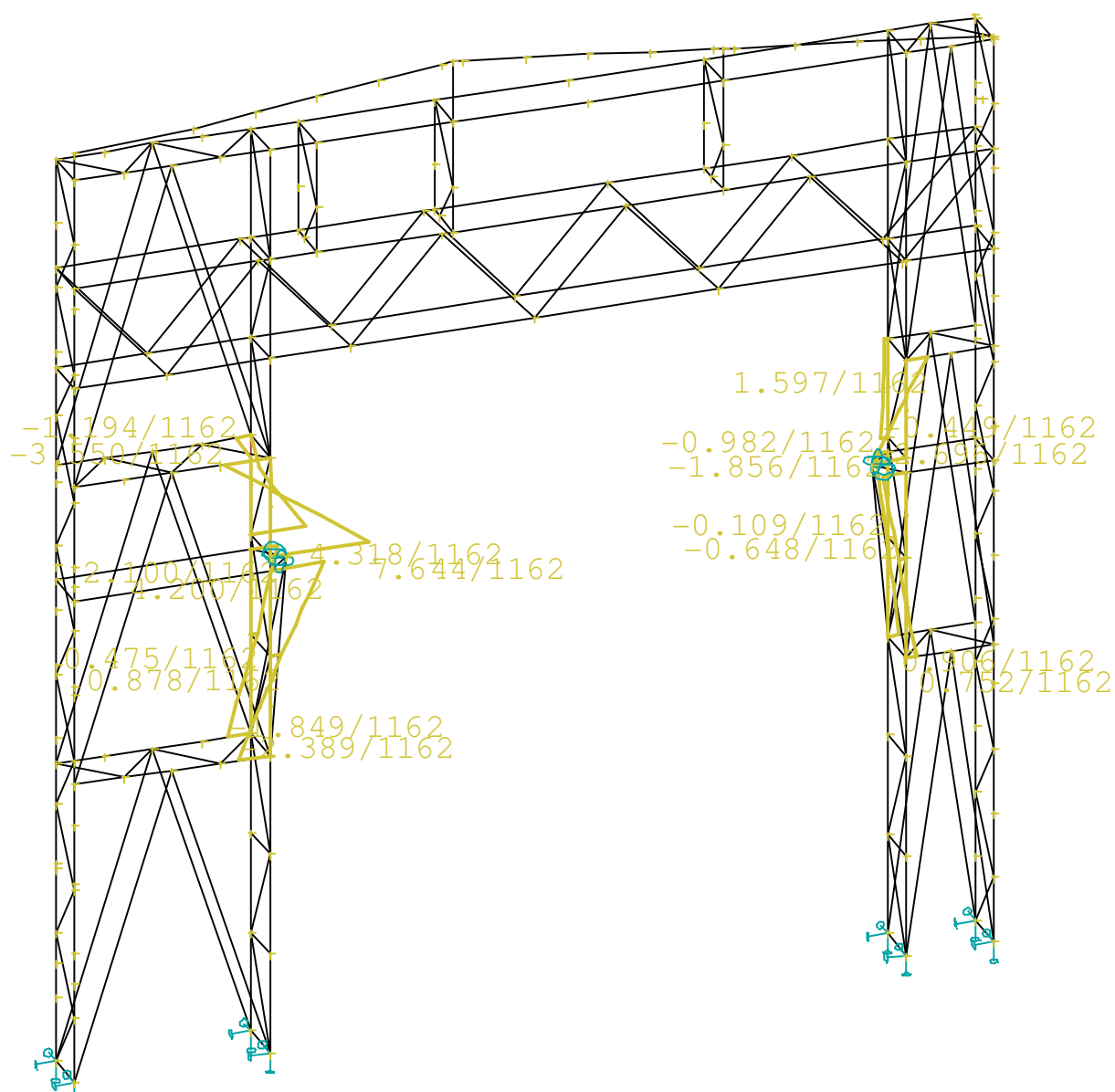
Vyhoví

Posudek $N_{\max}+M$

Největší normálovou sílu vyvolává v oblasti připojení J.D. kombinace C1162. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha příčného břemeno vlevo.



Normálové síly v oblasti připojení J.D. C1162



Ohybové momenty oblasti připojení J.D. C1162

$$N_{Ed,Max} = 157,891 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 7,644 \text{ kNm}$$

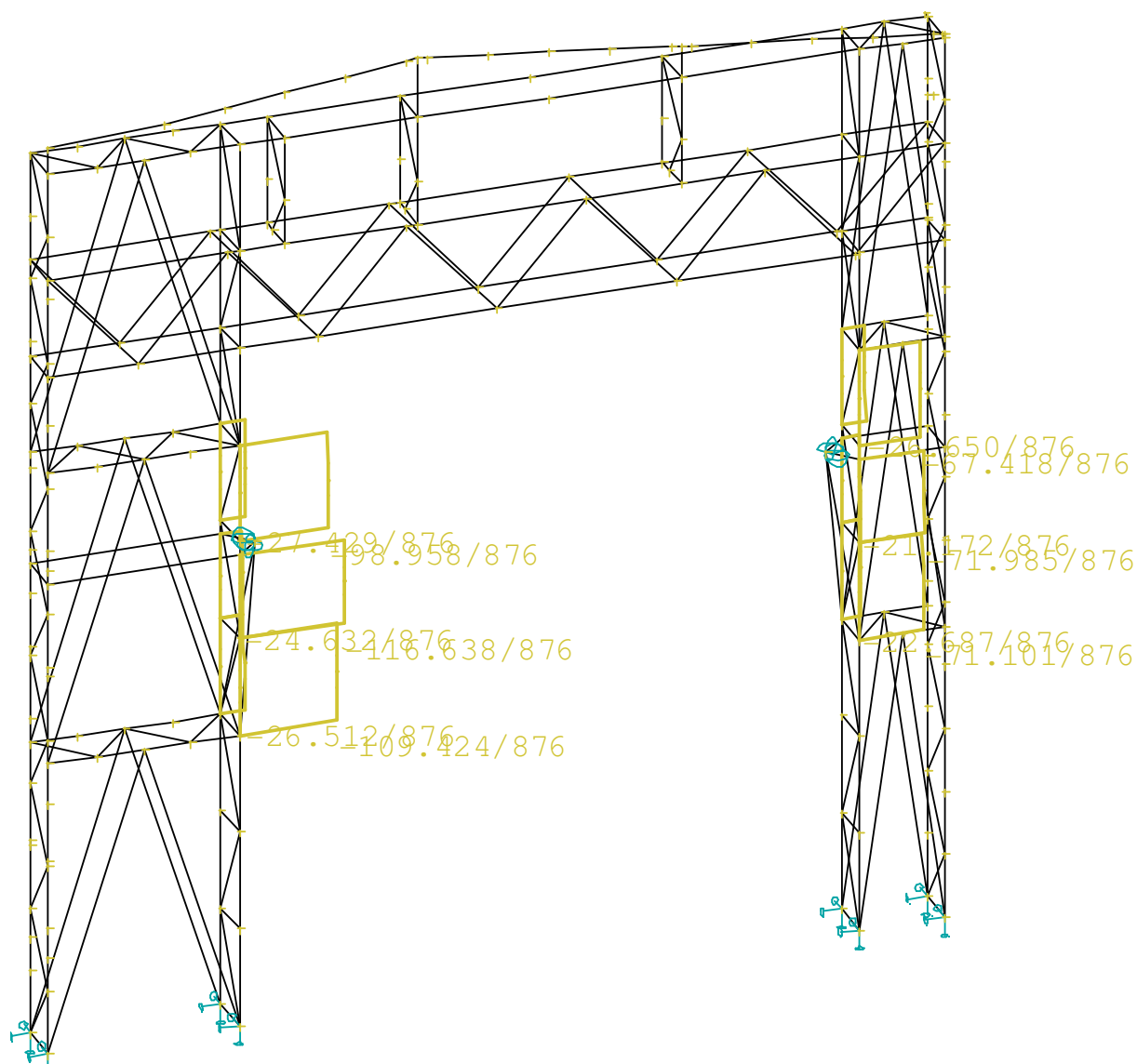
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{157,891}{\frac{0,474 \cdot 1128,00}{1}} + 1 \cdot \frac{7,644}{\frac{54,520}{1}} = 0,30 + 0,14 = 0,44 \leq 1$$

(5.3.6-2)

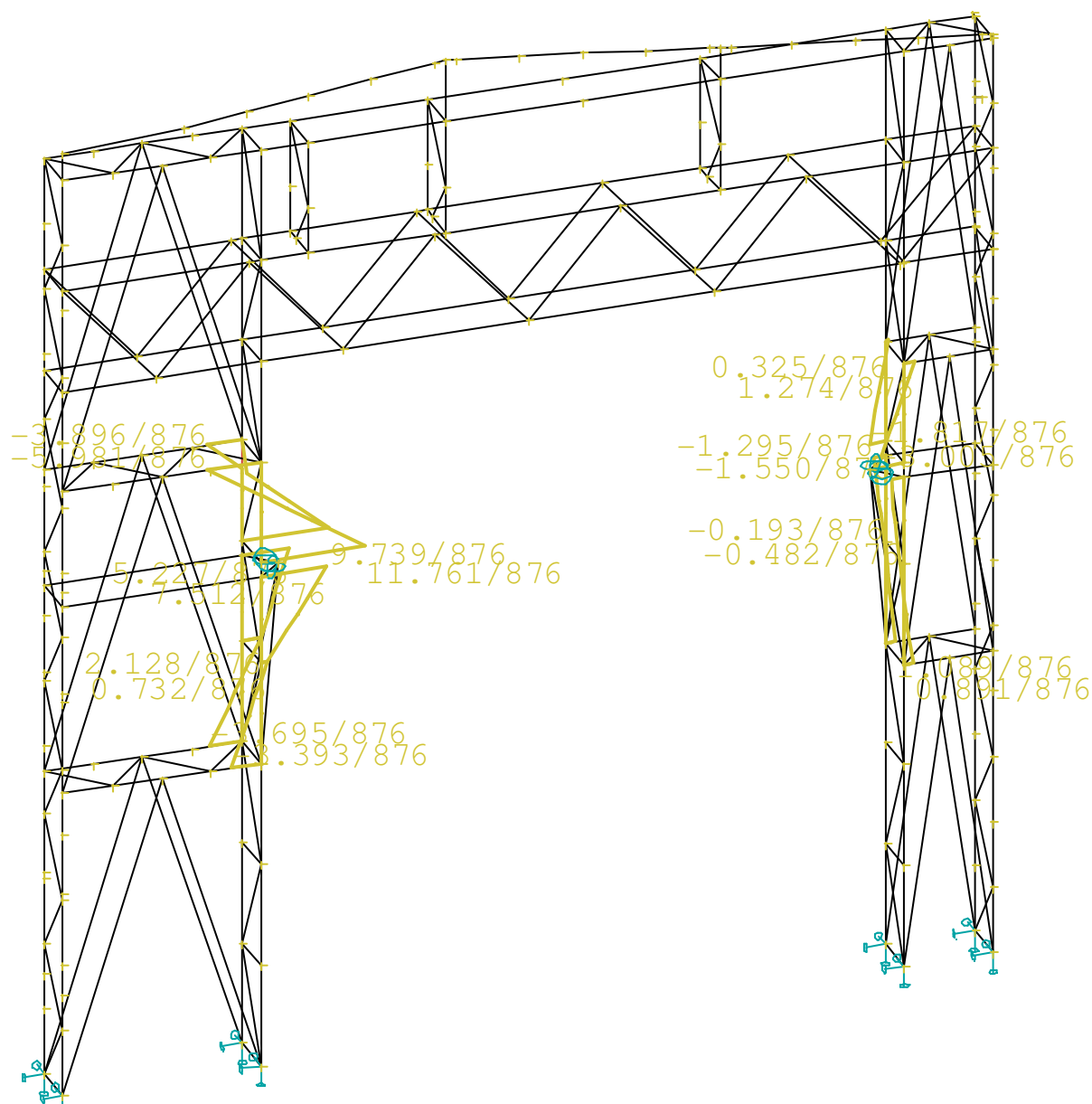
Vyhoví

Posudek $N+M_{\max}$

Největší ohybový moment vyvolává v oblasti připojení J.D. kombinace C876. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh navátý vlevo, , Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly oblasti připojení J.D. C876



Ohybové momenty oblasti připojení J.D. C876

$$N_{Ed,Max} = 98,958 \text{ kN}$$

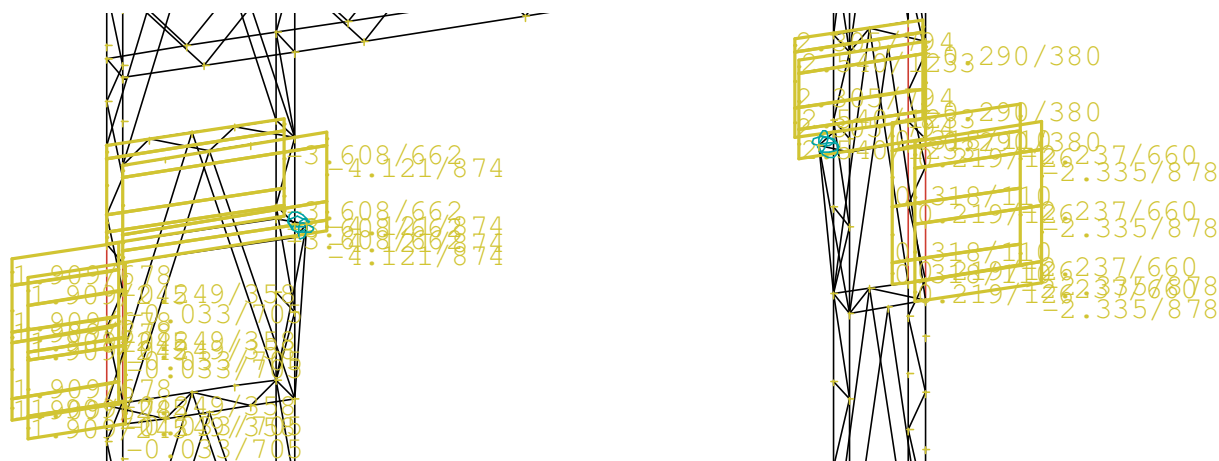
$$M_{Ed} = 11,731 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{98,958}{\frac{0,474 \cdot 1128,00}{1}} + 1 \cdot \frac{11,731}{\frac{54,520}{1}} = 0,18 + 0,22 = 0,40 \leq 1$$

(5.3.6-3)

Vyhoví

Posudek I200



Posouvající síly na pásech sloupů v místě připojení J.D.-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 2,540 \text{ kN}$$

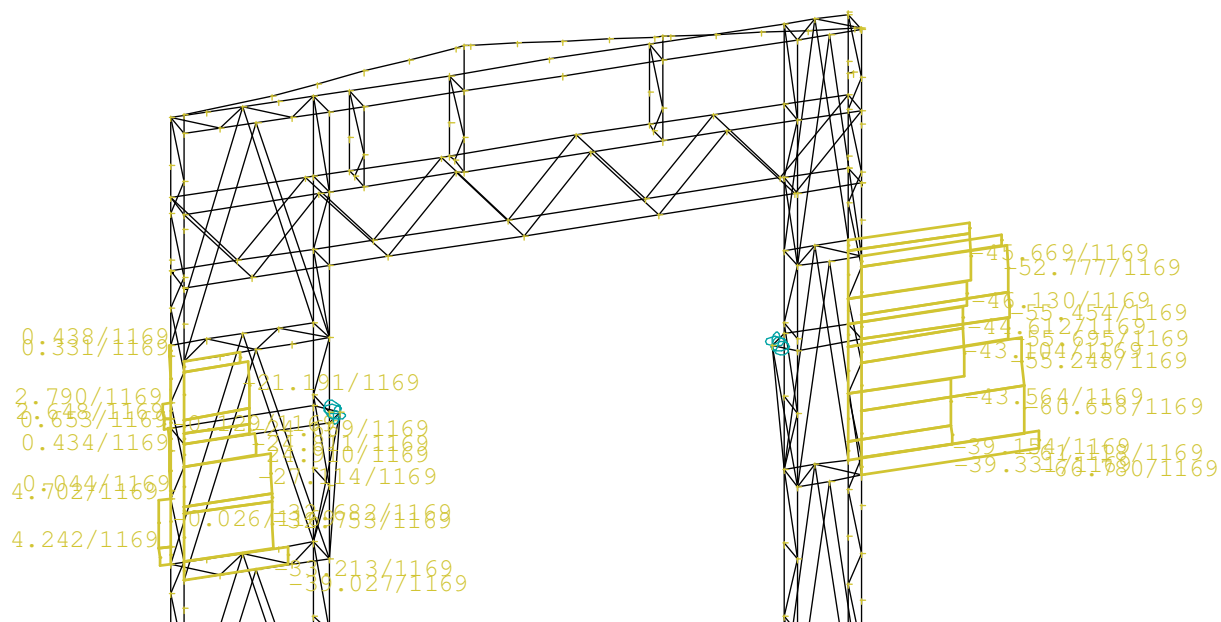
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,6 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 217,491 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 2,540 \text{ kN}$$

(5.3.6-4)

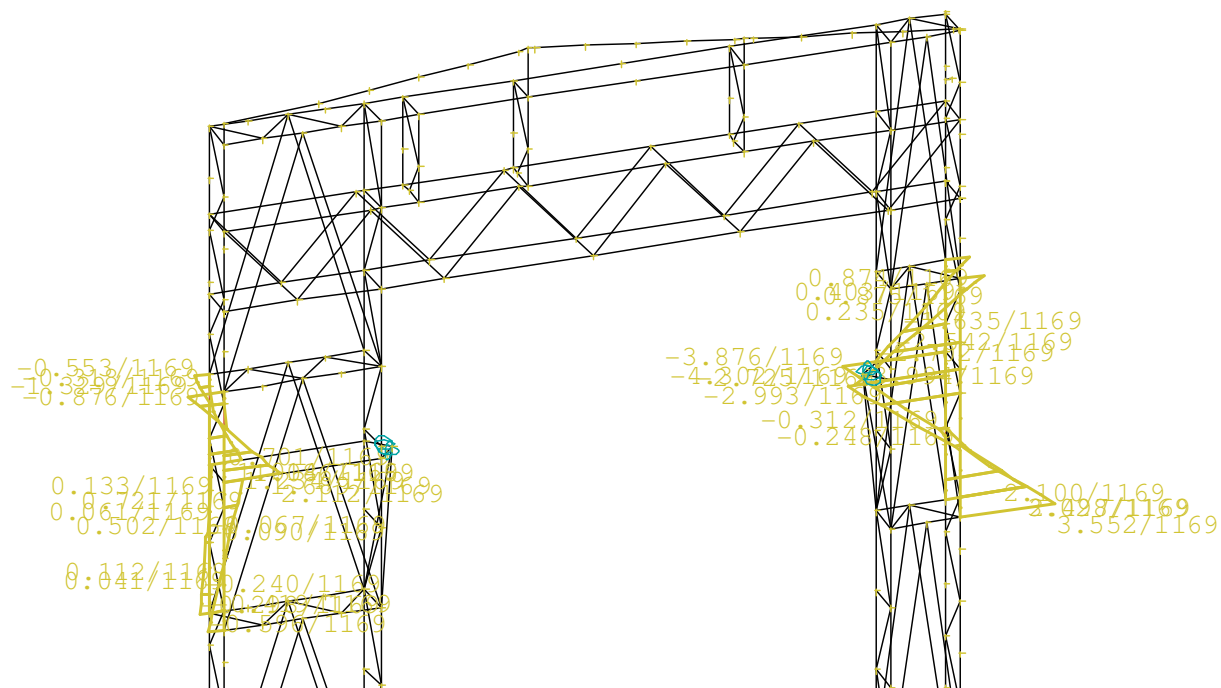
Vyhoví

Posudek N_{max}+M

Největší normálovou sílu vyvolává v místě připojení jeřábové dráhy kombinace C1169. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno pravý.



Normálové síly v oblasti připojení J.D. C1169



Ohybové momenty v oblasti připojení J.D. C1159

$$N_{Ed,max} = 60,656 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,} = 3,552 \text{ kNm}$$

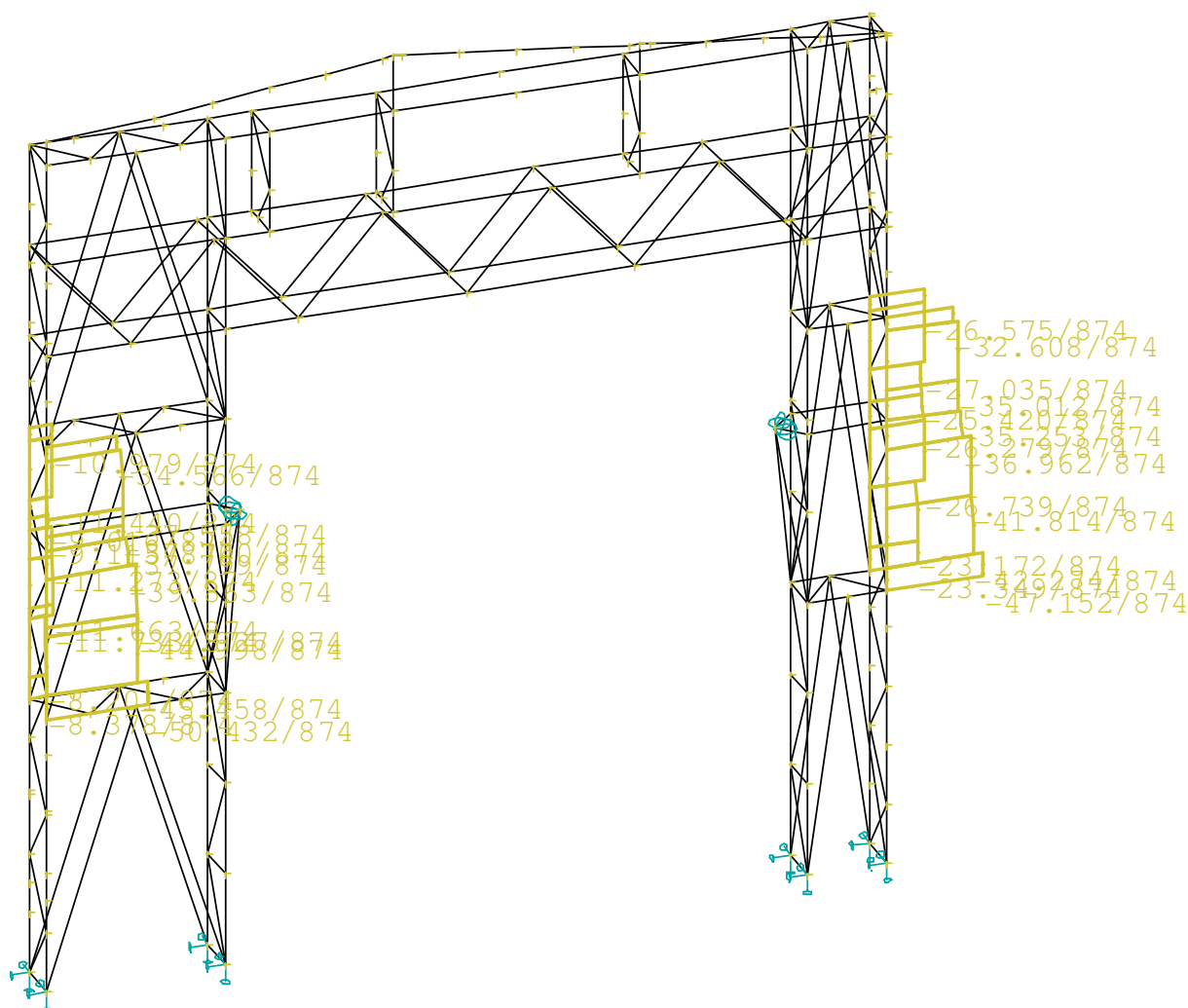
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{60,656}{\frac{0,518 \cdot 784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{3,552}{\frac{50,290}{1}} = 0,15 + 0,07 = 0,22 \leq 1$$

(5.3.6-5)

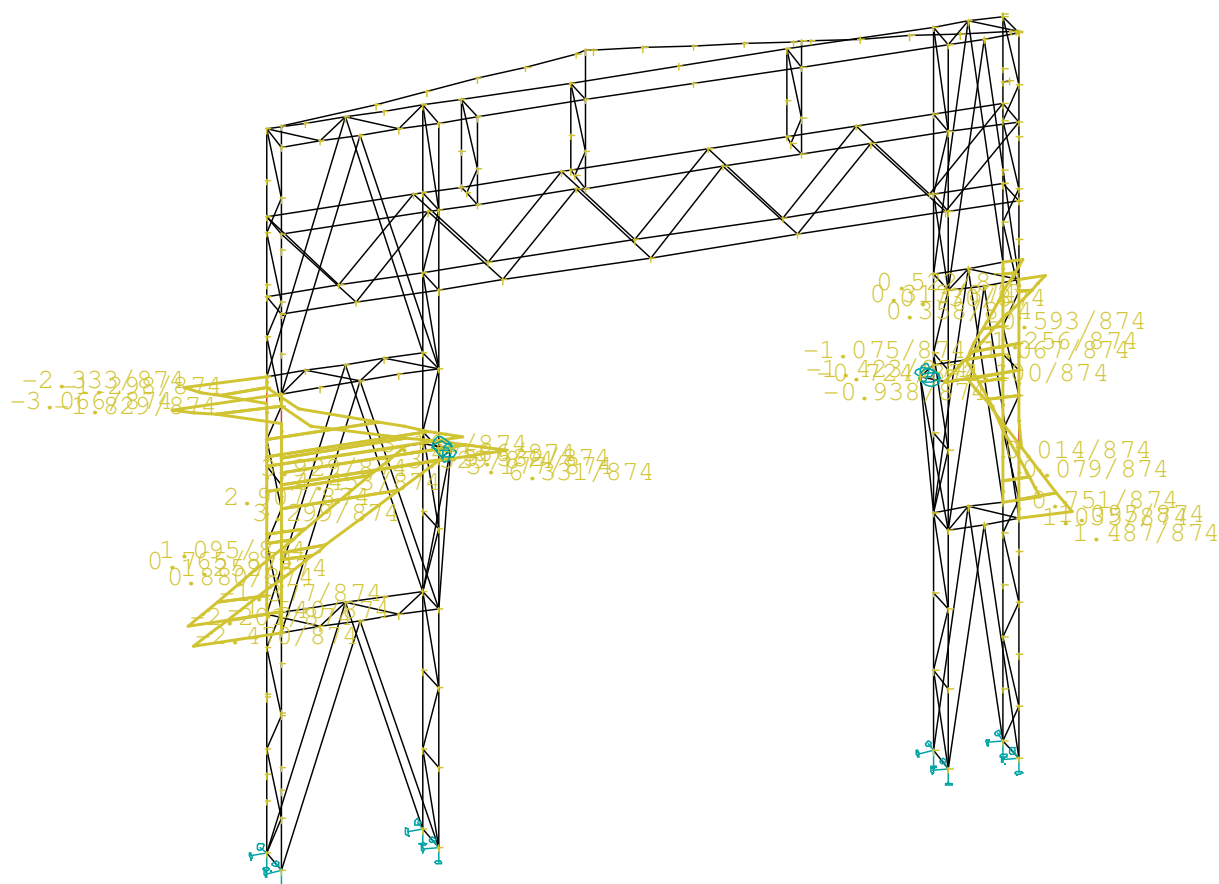
Vyhoví

Posudek N+M_{max}

Největší ohybový moment vyvolává v oblasti připojení pásů sloupů a jeřábové dráhy vyvolává kombinace C885. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly oblasti připojení J.D. C855



Ohybové momenty v oblasti připojení J.D. C855

$$N_{Ed} = 11,663 \text{ kN}$$

$$M_{EdMax} = 6,331 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{11,663}{\frac{0,518.784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{6,331}{\frac{50,290}{1}} = 0,01 + 0,12 = 0,13 \leq 1$$

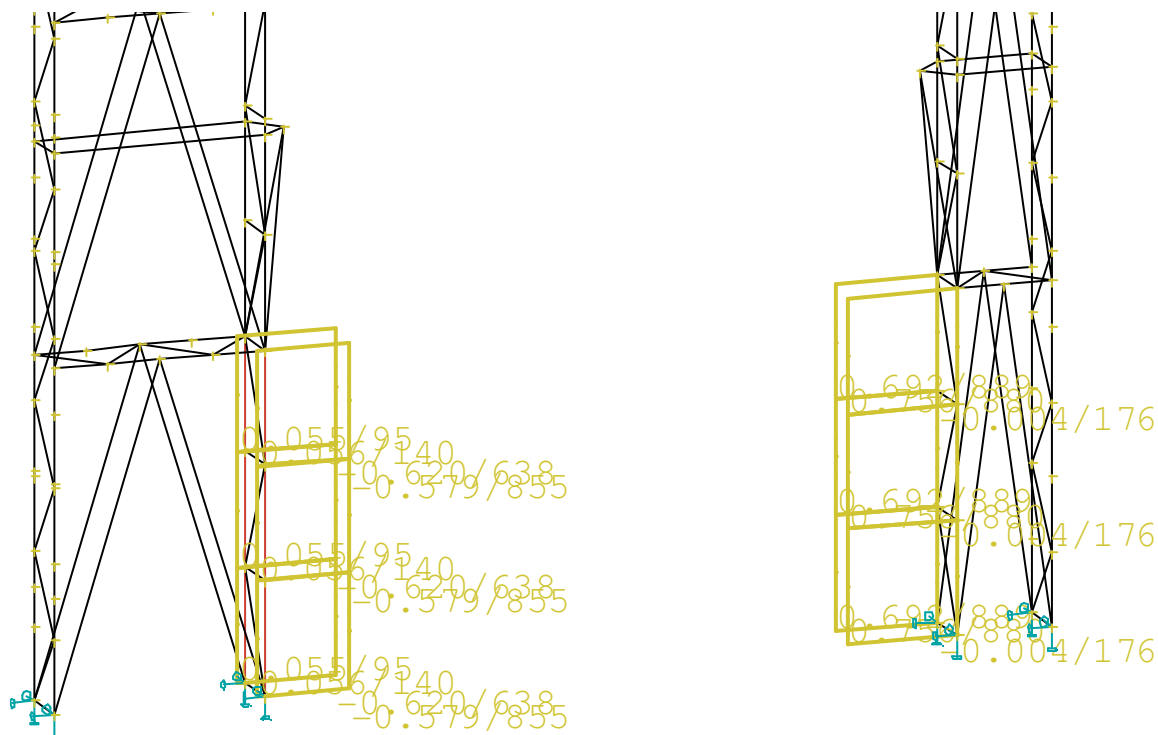
(5.3.6-6)

Vyhoví

5.3.7 Posudek sloupů netypické vazby v čele haly v oblasti kotvení

Vnitřní sloupky jsou tvořeny profily U160 a vnější profily I200, tyto profily budou namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu.

Posudek 2xU160



Posouvající síly na pásech sloupů tvořící rámový roh-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 0,692 kN$$

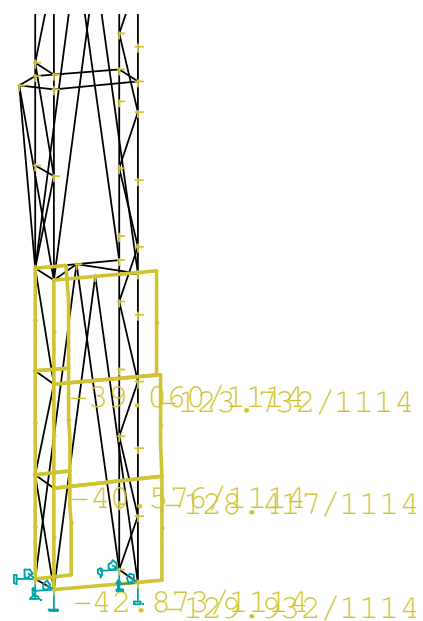
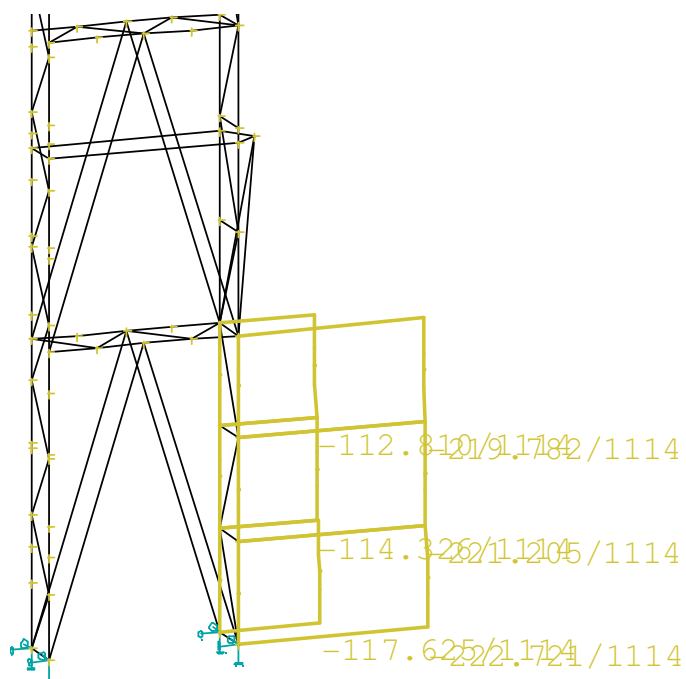
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2.1,26 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 346,907 kN \geq V_{max,Ed} = 0,692 kN$$

(5.3.7-1)

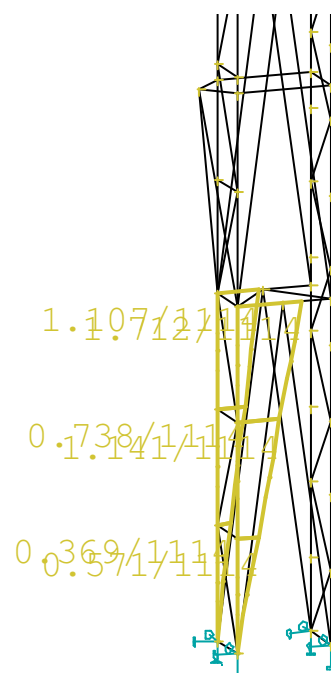
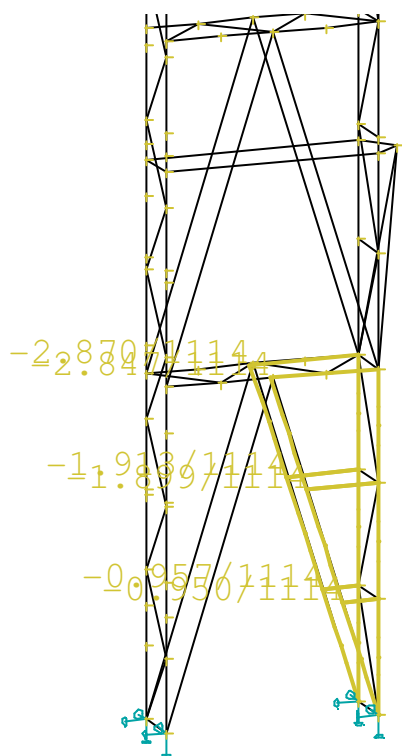
Vyhoví

Posudek $N_{max}+M$

Největší normálovou sílu v místě kotvení vyvolává kombinace C1114. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha příčenní břemeno vlevo.



Normálové síly v oblasti kotvení C1114



Ohybové momenty v oblasti kotvení C1114

$$N_{Ed,Max} = 222,721 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2,847 \text{ kNm}$$

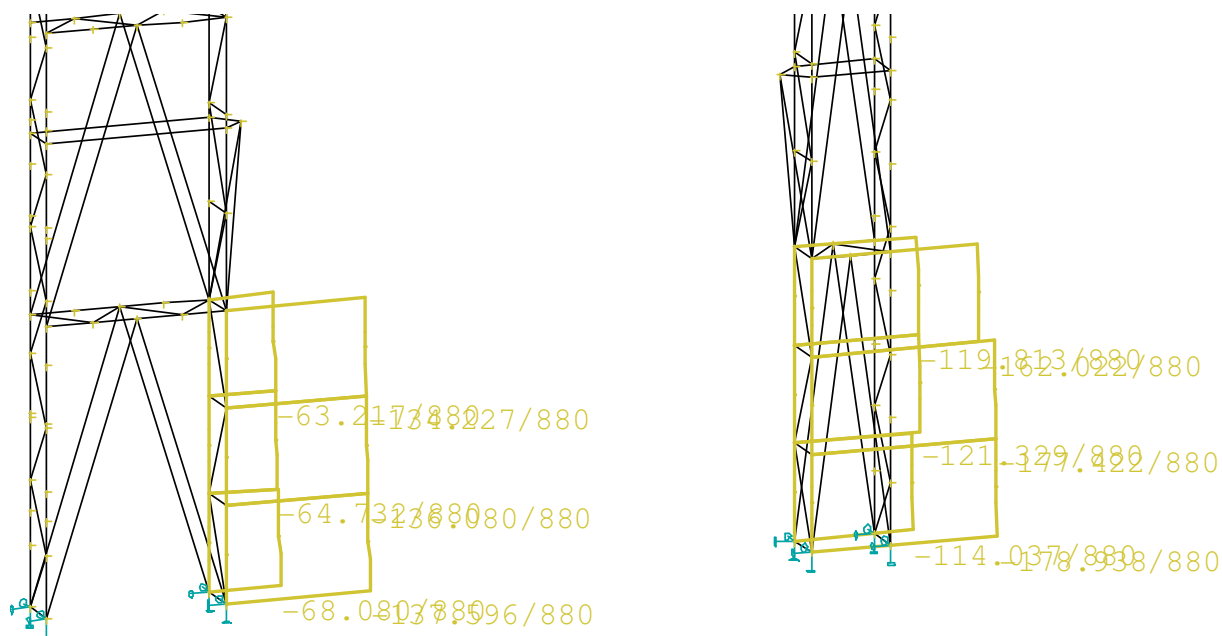
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{222,721}{0,474 \cdot 1128,00}}{1} + 1 \cdot \frac{\frac{2,847}{54,520}}{1} = 0,30 + 0,16 = 0,46 \leq 1$$

(5.3.7-2)

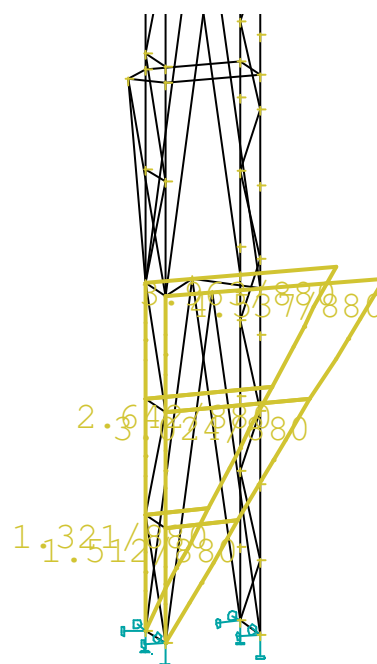
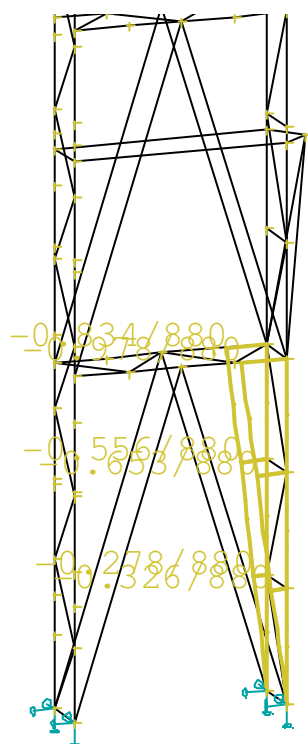
Vyhoví

Posudek N+M_{max}

Největší ohybový moment vyvolává v místě kotvení kombinace C660. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh navátý vlevo, , Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v oblasti kotvení C660



Ohybové momenty v oblasti kotvení C660

$$N_{Ed,Max} = 75,486 \text{ kN}$$

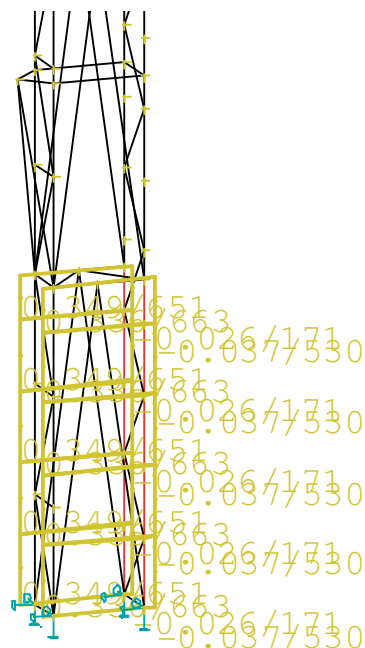
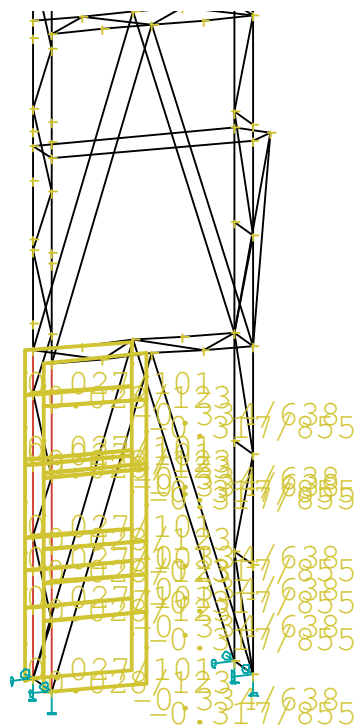
$$M_{Ed} = 15,262 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{75,486}{\frac{0,474 \cdot 1128,00}{1}} + 1 \cdot \frac{15,262}{\frac{54,520}{1}} = 0,15 + 0,27 = 0,42 \leq 1$$

(5.3.7-3)

Vyhoví

Posudek I200



Posouvající síly na pásech sloupů v oblasti kotvení-obalová křivka

$$V_{max,Ed} = 0,317 \text{ kN}$$

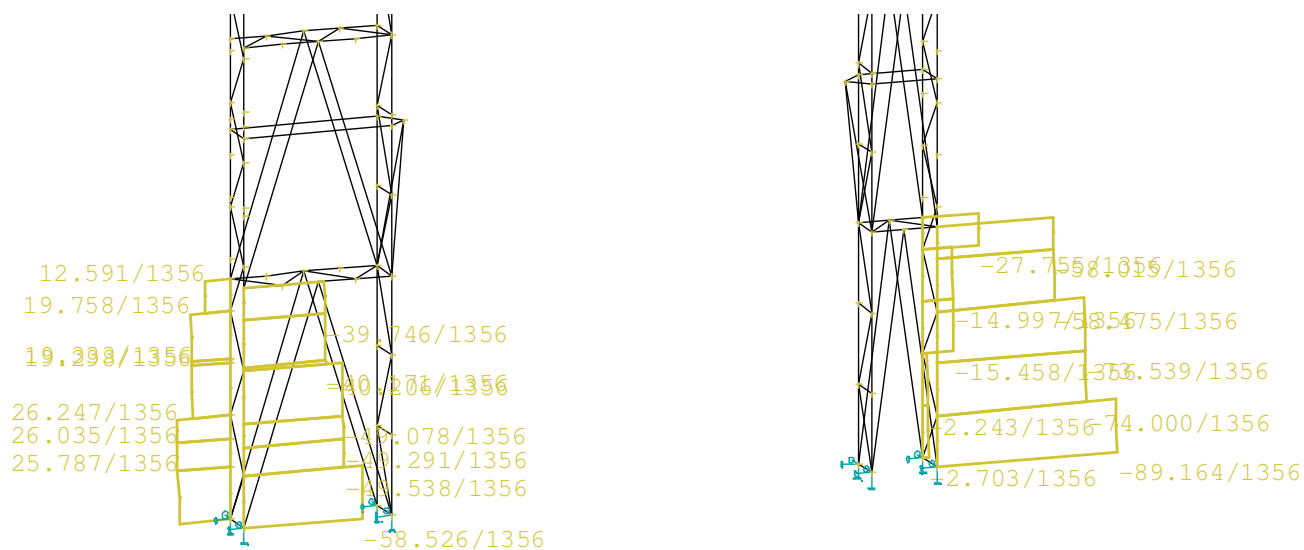
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,6 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 217,491 \text{ kN} \geq V_{max,Ed} = 0,317 \text{ kN}$$

(5.3.7-4)

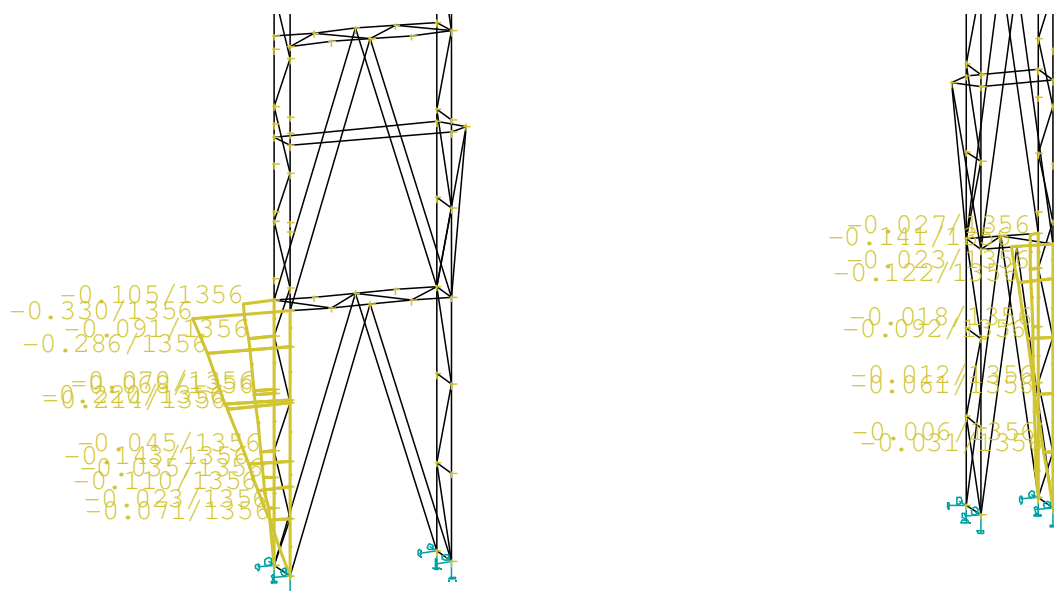
Vyhoví

Posudek $N_{max}+M$

Největší normálovou sílu vyvolává v místě kotvení sloupů C1356. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Levý Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha přičení jeřábu břemeno pravý.



Normálové síly v oblasti kotvení C1356



Ohybové momenty v oblasti kotvení C1356

$$N_{Ed,max} = 89,164 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,035 \text{ kNm}$$

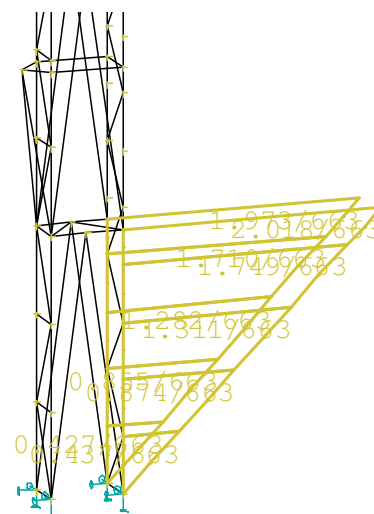
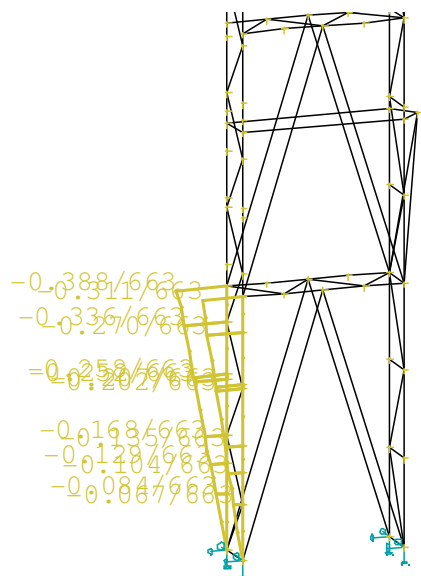
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{64,475}{\frac{0,512.784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{3,475}{\frac{50,290}{1}} = 0,22 + 0,00 = 0,22 \leq 1$$

(5.3.7-5)

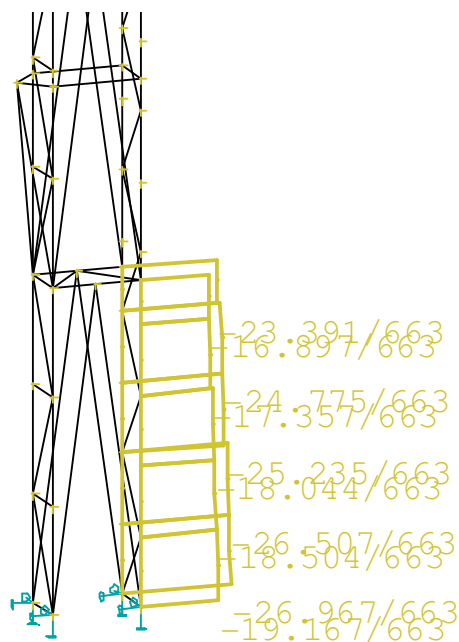
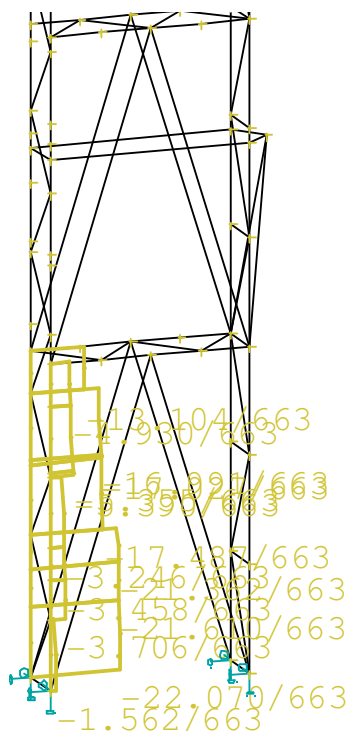
Vyhoví

Posudek $N+M_{\max}$

Největší ohybový moment vyvolává v oblasti připojení pásů sloupů a jeřábové dráhy vyvolává kombinace C663. Tuto kombinaci tvoří tyto zatížení: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Příčný vítr zepředu, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 2. Poloha dominantní svislé břemeno vlevo.



Normálové síly v oblasti kotvení C663



Ohybové momenty v oblasti kotvení C663

$$N_{Ed} = 23,391 \text{ kN}$$

$$M_{EdMax} = 2,018 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{23,391}{\frac{0,512 \cdot 784,900}{1}} + 1 \cdot \frac{2,018}{\frac{50,290}{1}} = 0,8 + 0,2 = 0,10 \leq 1$$

(5.3.5-6)

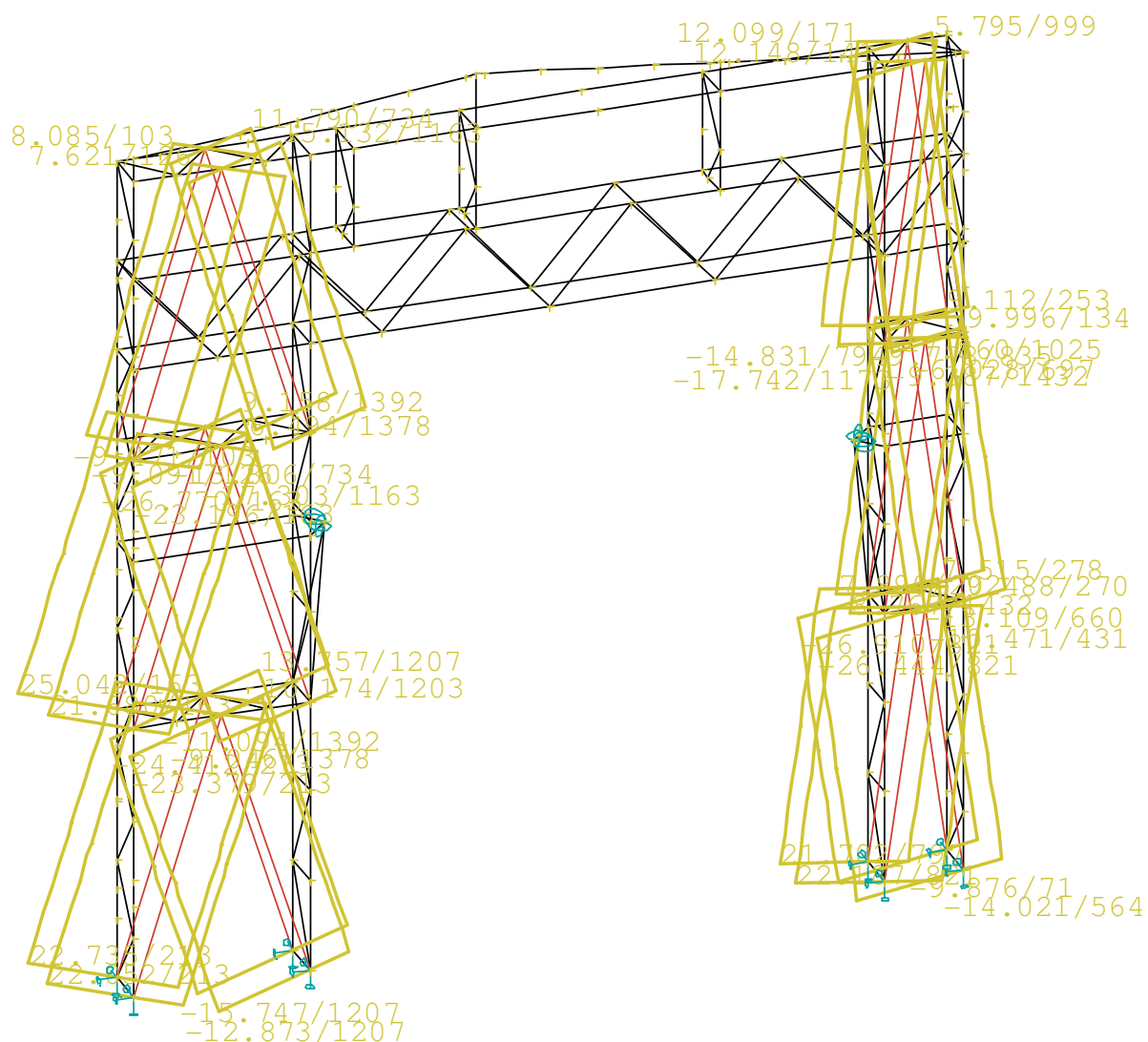
Vyhoví

5.3.8 Posudek sloupových ztužidel netypické vazby v čele haly

Sloupová ztužidla jsou tvořena trubkou **TR 60,3x10 mm**. Tyto profily jsou namáhány osovou silou. Kritická vzpěrná délka je vztažena k nejdelším ztužidlovým prvkům.

$$L_{cr} = 0,9.6293 = 5664 \text{ mm}$$

(5.3.8-1)



Obalová křivka extrémních normálových sil na sloupových ztužidlech

Posudek

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rk} = A \cdot f_{yd} = 1580.235 = 742,60 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 25,042 \text{ kN}$$

(5.3.4-2)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,086.757.235 = 63,860 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 26,910 \text{ kN}$$

(5.3.4-3)

Vyhoví

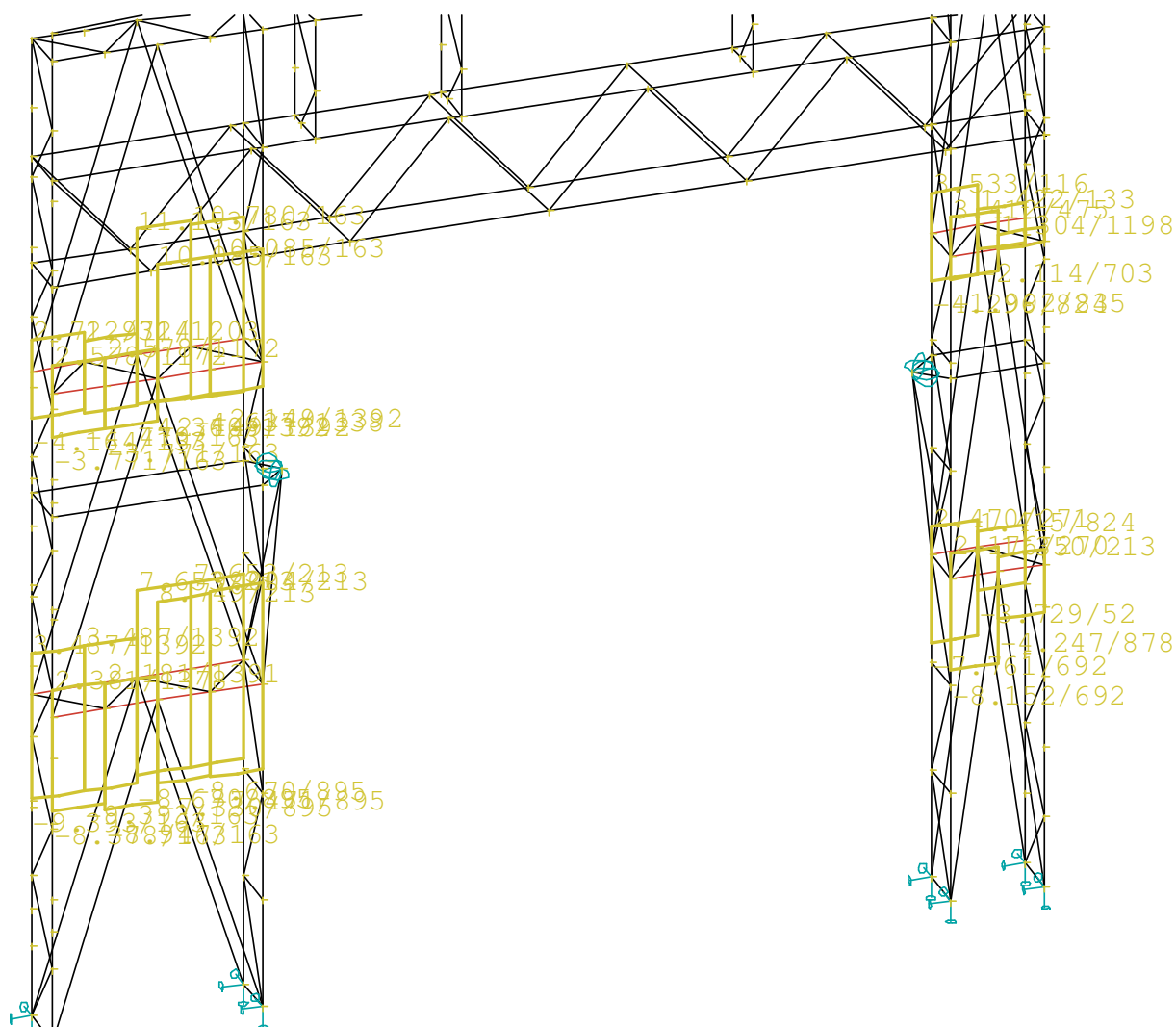
5.3.9 Posudek příhradových ztužidel mezi sloupy netypické vazby v čele haly

Pásky příhradových ztužidel

Pásky ztužidla jsou tvořena dvojicemi úhelníků 45x45x4 mm. Tyto profily jsou namáhány osovou silou. Kritická vzpěrná délka je vztažena k nejdelším ztužidlovým prvkům.

$$L_{cr} = 0,9.1898 = 1708 \text{ mm}$$

(5.3.9-1)



Obalová křivka extrémních normálových sil na pásech sloupových příhradovin



Posudek

Pro tažený pás příhradovin

$$N_{Rk} = A \cdot f_{yd} = 2.349.235 = 164,03 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 11,153 \text{ kN}$$

(5.3.9-2)

Vyhoví

Pro tlačný pás příhradovin

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,408.2.349.235 = 66,92 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 9,395 \text{ kN}$$

(5.3.9-3)

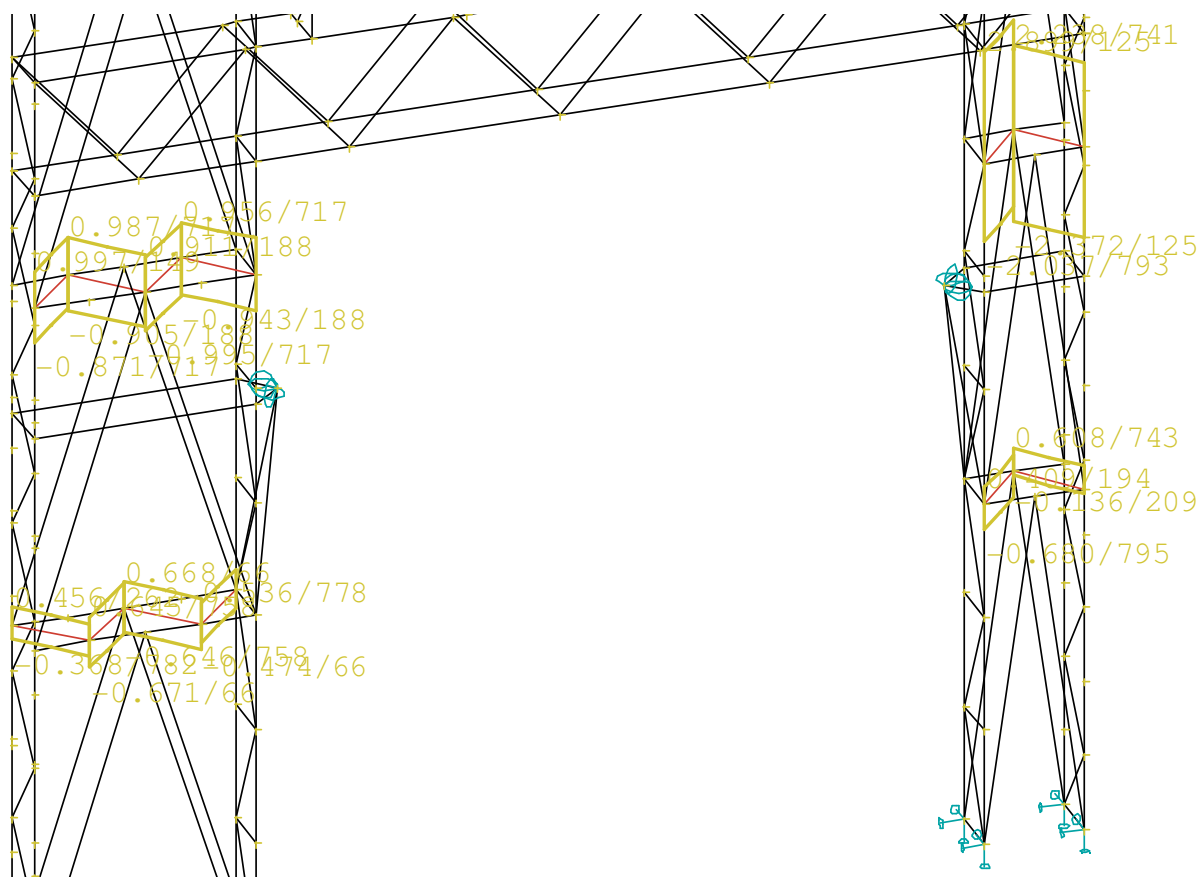
Vyhoví

Diagonály příhradových sloupových ztužidel

Diagonály ztužidla jsou tvořena dvojicemi úhelníků 30x30x4mm. Tyto profily jsou namáhány osovou silou. Vzpěrná délka je vztažena k nejdelším diagonálám.

$$L_{cr} = 0,9.18985 = 1708 \text{ mm}$$

(5.3.9-4)



Obalová křivka extrémních normálových sil na diagonálách sloupových příhradovin

Posudek

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rk} = A \cdot f_{yd} = 2.227.235 = 106,69 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 3,400 \text{ kN}$$

(5.3.9-5)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,350.2.227.235 = 37,34 \text{ kN} \geq N_{Rd} = 2,372 \text{ kN}$$

(5.3.9-6)

Vyhoví

5.3.10 Posudek příhradové výplně mezi dvojicemi sloupů netypické vazby v čele haly

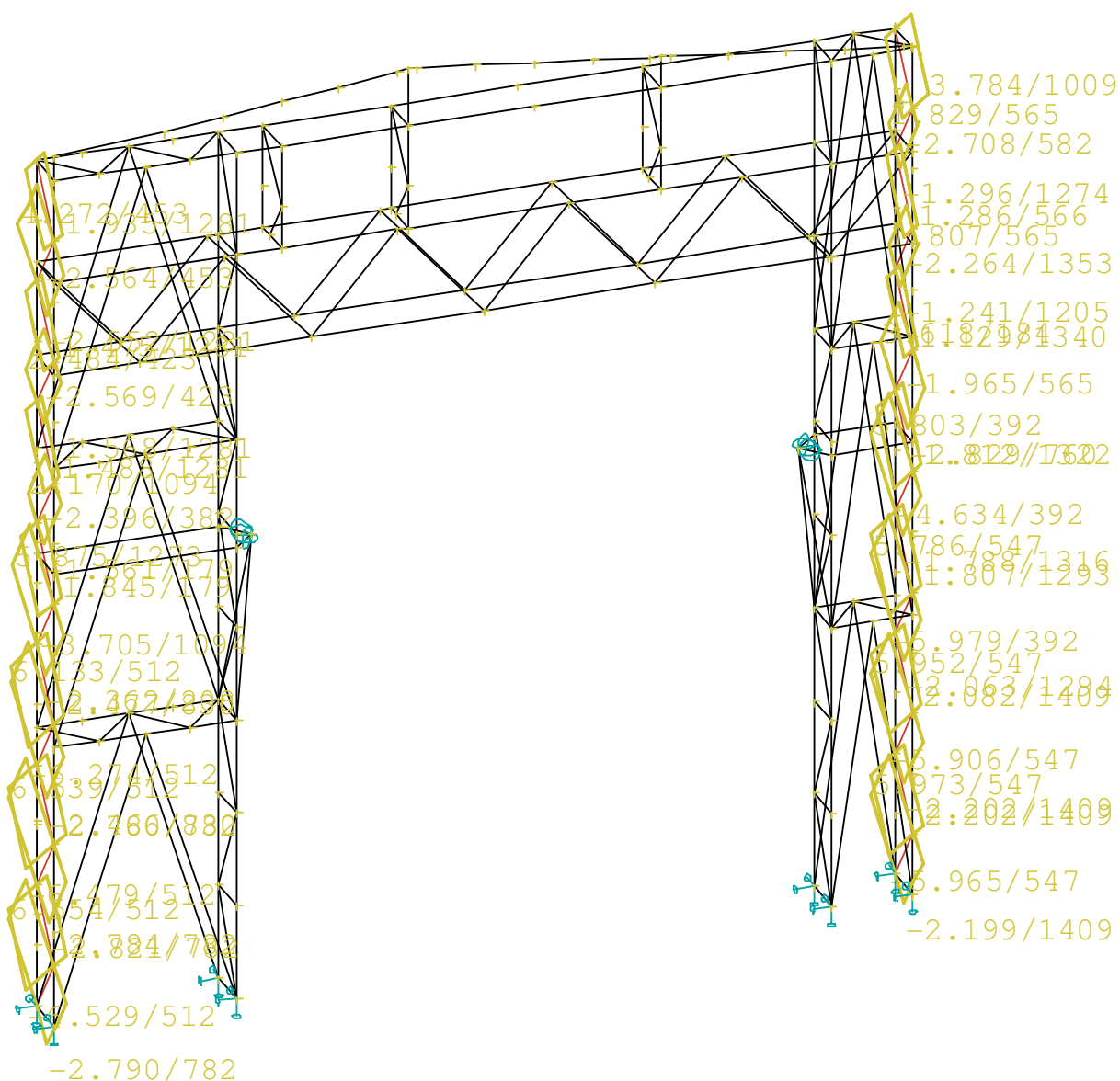
Příhradová výplň mezi dvojicemi sloupů I200 a 2xU160 je rozdílná, v tomto ohledu je tedy nutné provést oddělený posudek daných prvků.



Montážní styk dvojice sloupů netypické vazby v čele haly

Posudek příhradové výplně vnější dvojice sloupů I200

Výplň mezi dvojicemi sloupů I200 je tvořena dvojicemi úhelníků 80x80x10mm tyto profily jsou namáhány normálovou silou.



Obalová křivka extrémních normálových sil na diagonálách sloupových příhradovin

Posudek

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.1510.235 = 709,70 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6,554 \text{ kN}$$

(5.3.10-1)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

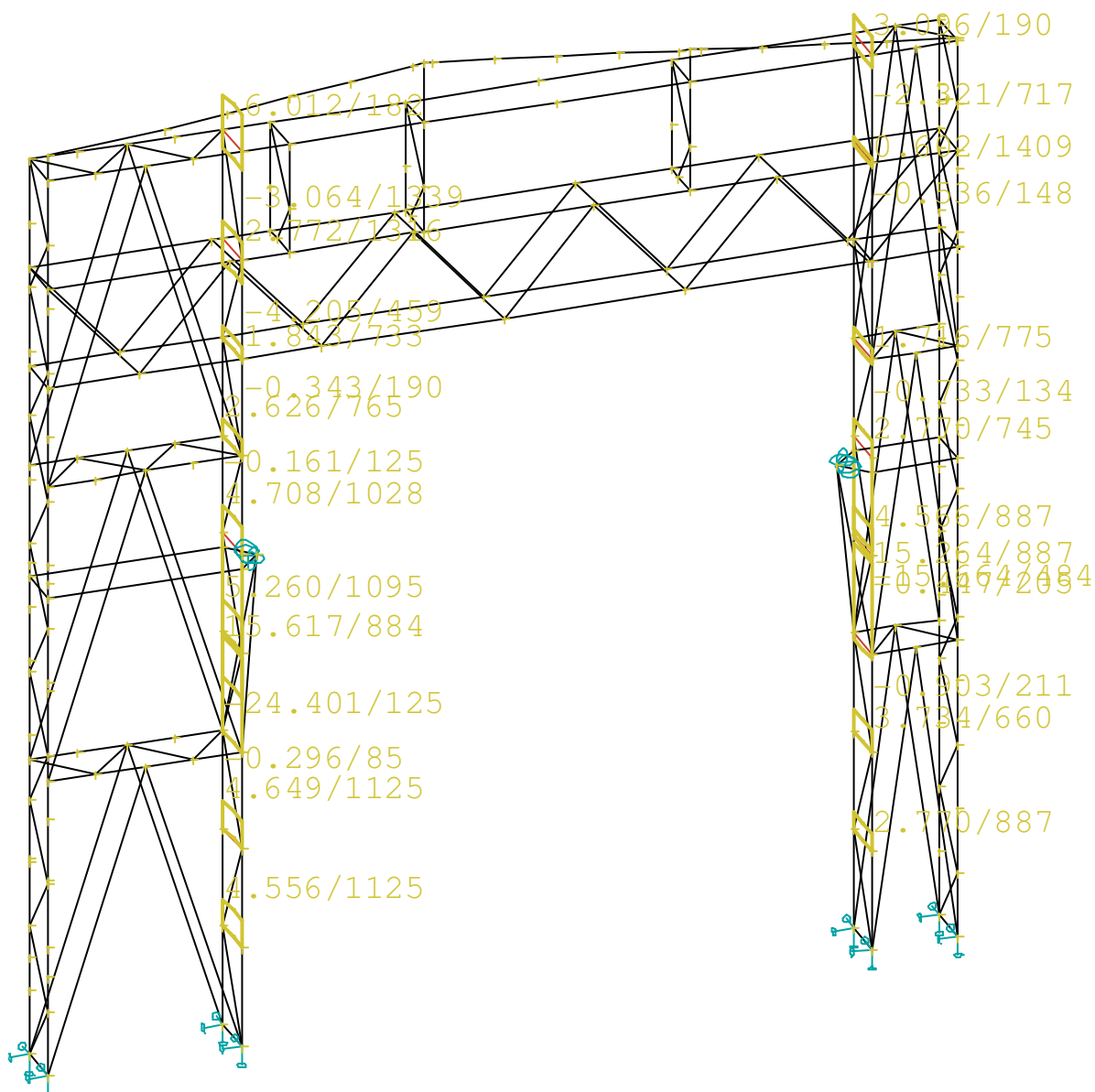
$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,811 \cdot 2.1510.235 = 575,570 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6,529 \text{ kN}$$

(5.3.10-2)

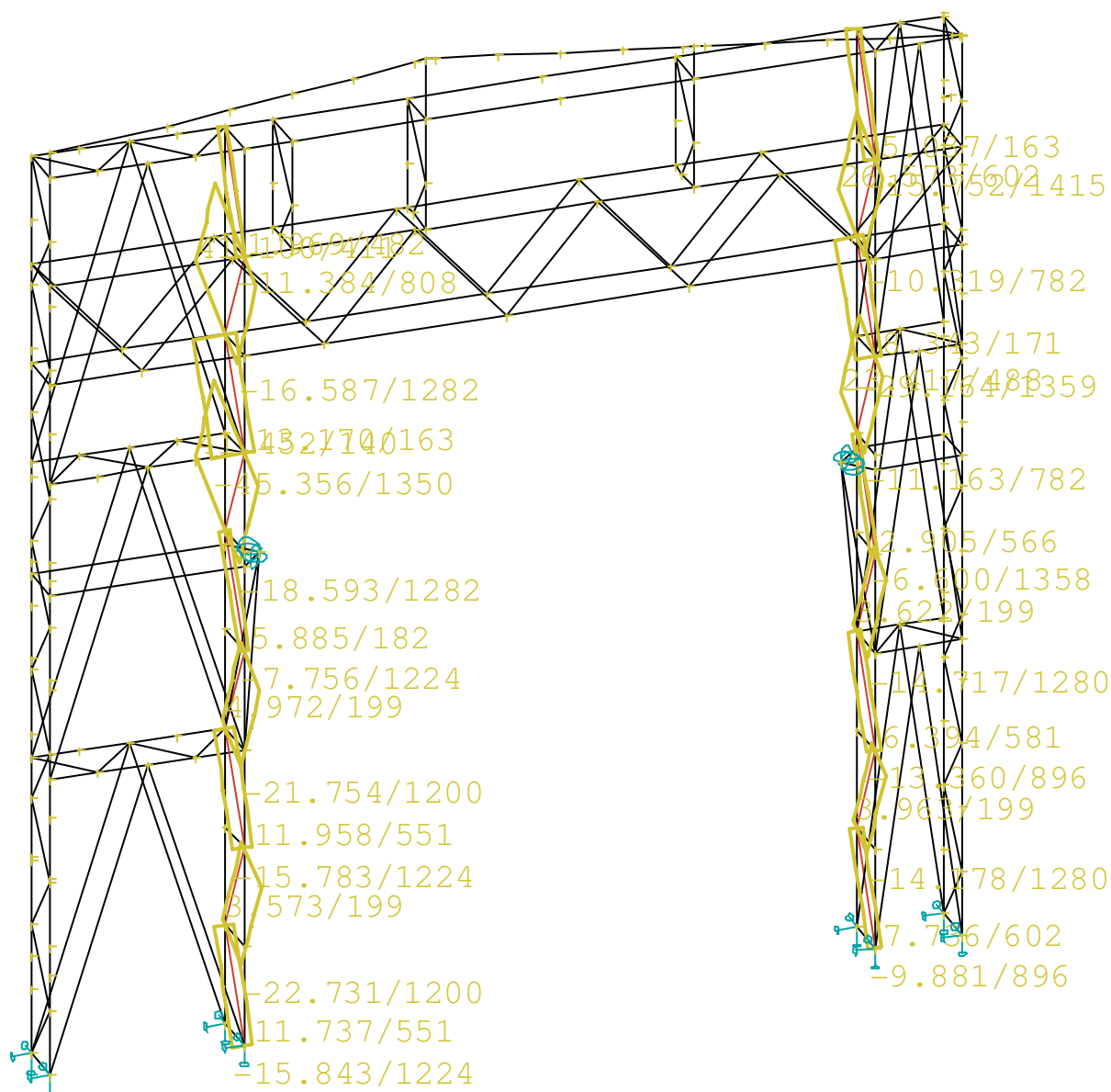
Vyhoví

Posudek příhradové výplně vnější dvojice sloupů U160

Výplň mezi dvojicemi sloupů U160 je tvořena dvojicemi úhelníků 45x45x4mm a to jak svislice, tak diagonály prvků. Tyto profily jsou namáhány normálovou silou.



Obalová křivka extrémních normálových sil na svislicích sloupových příhradovin



Obalová křivka extrémních normálových sil na svislicích sloupových příhradovin

Posudek svislic

Pro taženou svislici

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.349.235 = 164,030 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 15,617 \text{ kN}$$

(5.3.10-3)

Vyhoví

Pro tlačnou svislici

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,784 \cdot 2.349.235 = 128,60 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 24,401 \text{ kN}$$

(5.3.10-4)

Vyhoví

Posudek diagonál

Pro taženou diagonálu

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.349.235 = 164,030 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 41,452 \text{ kN}$$

(5.3.10-5)

Vyhoví

Pro tlačnou diagonálu

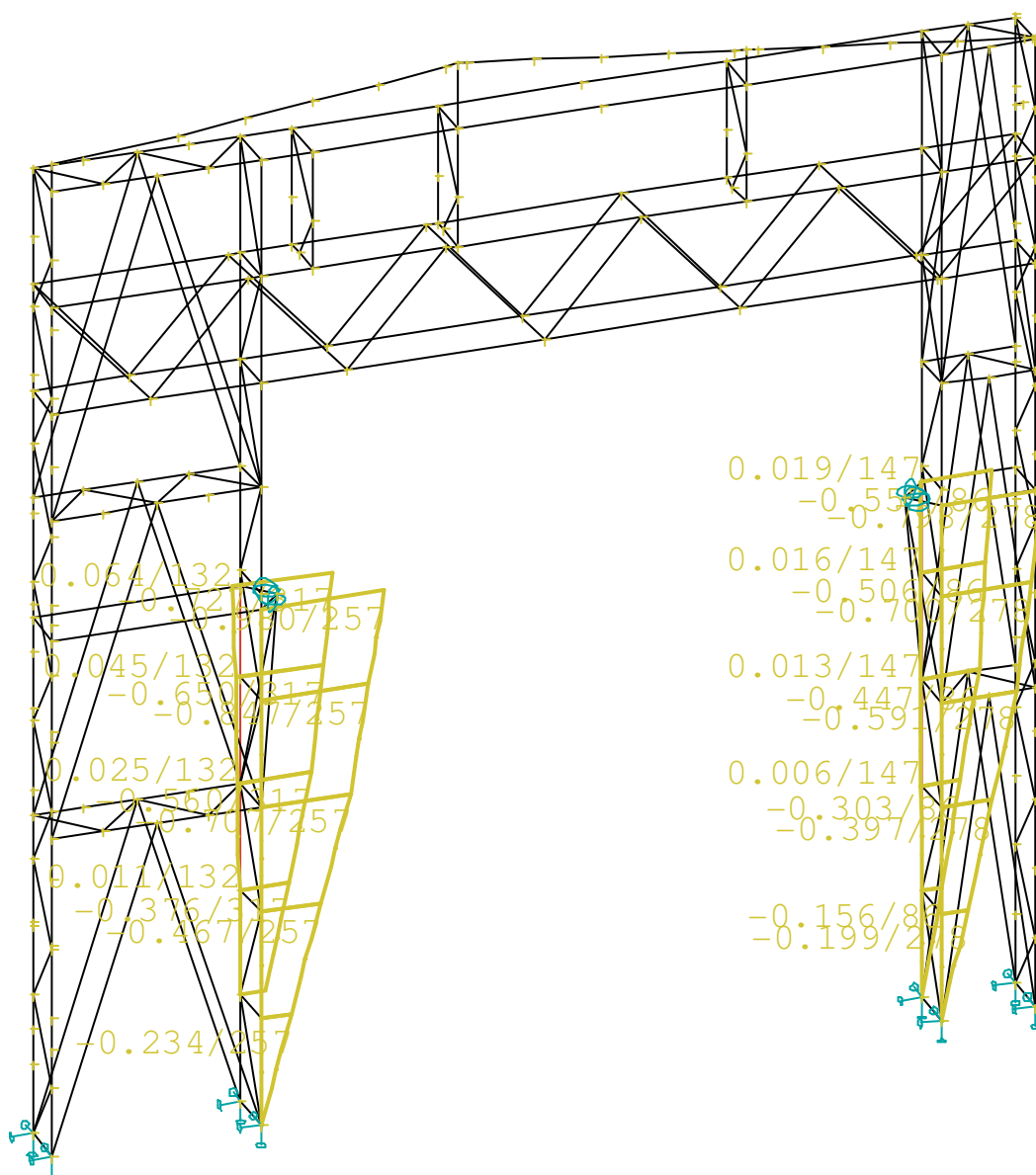
$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,314 \cdot 2.349.235 = 51,51 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 46,356 \text{ kN}$$

(5.3.10-6)

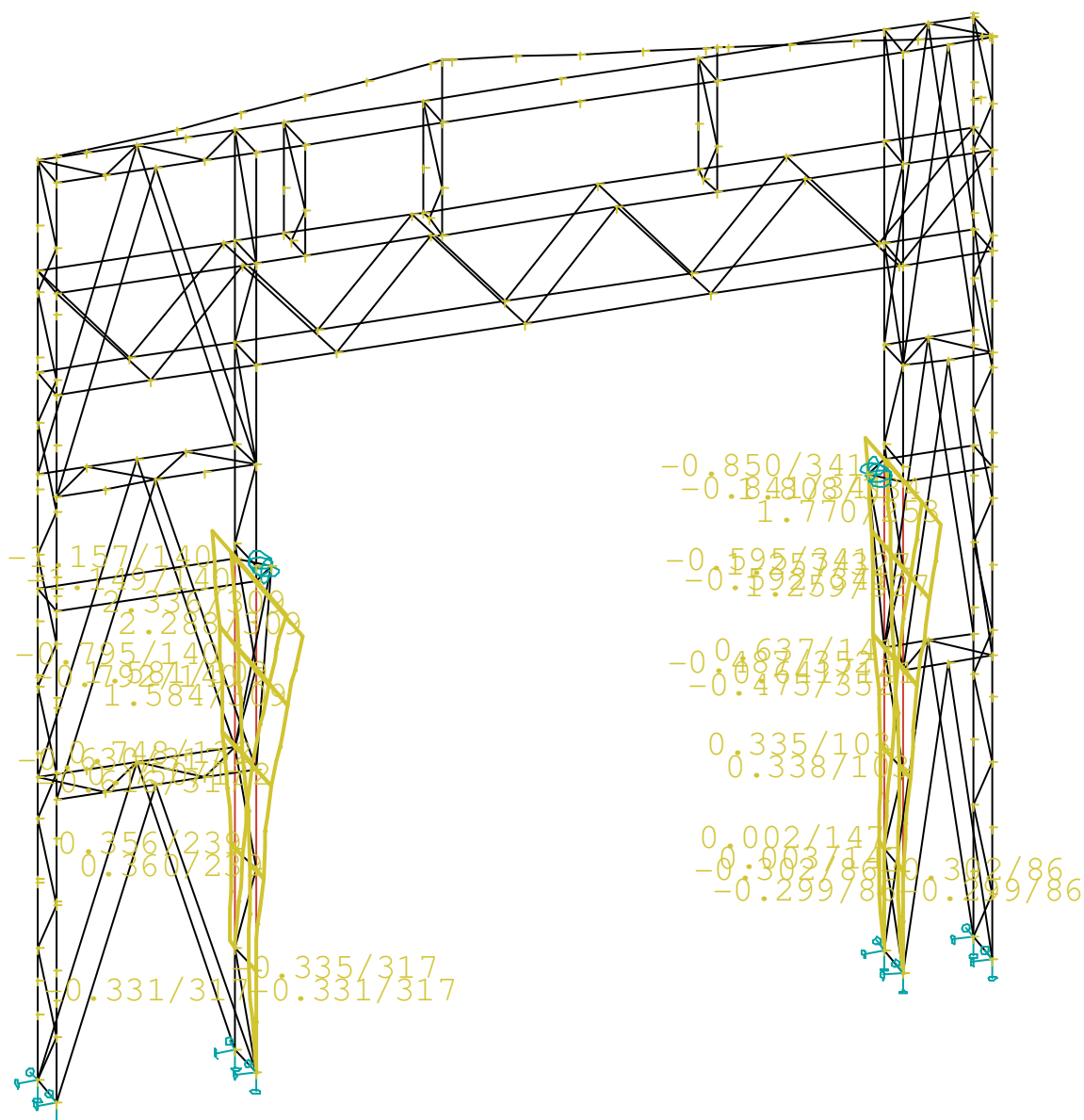
Vyhoví

5.3.11 Posudek deformací sloupů netypické vazby regálové haly pro účely jeřábové dráhy

Sloupy jeřábové dráhy, jež jsou tvořeny svařovanými U profily 160mm je nutné posoudit kritériem mezního stavu použitelnosti odpovídající jeřábovým drahám.



Deformace sloupů netypické vazby v čele haly v ose x -Obalová křivka



Deformace sloupů netypické vazby v čele haly v ose y-Obalová křivka

$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9720}{600} = 16,2mm \geq \delta_x = 0,05mm$$

(5.3.11-1)

Vyhoví

$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9720}{600} = 16,2mm \geq \delta_y = 1,2mm$$

(5.3.11-2)

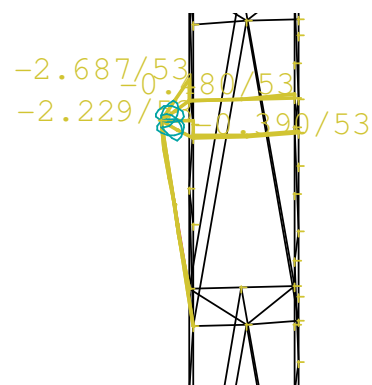
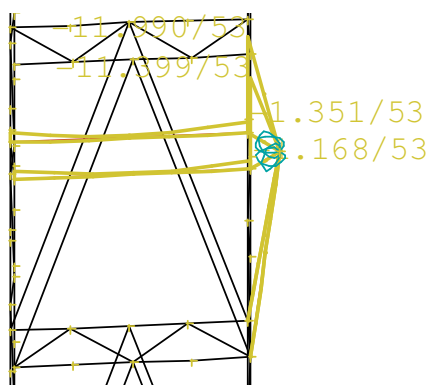
Vyhoví

5.3.12 Posudek konzol jeřábové dráhy netypické vazby v čele haly

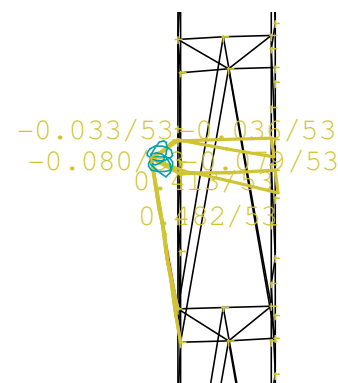
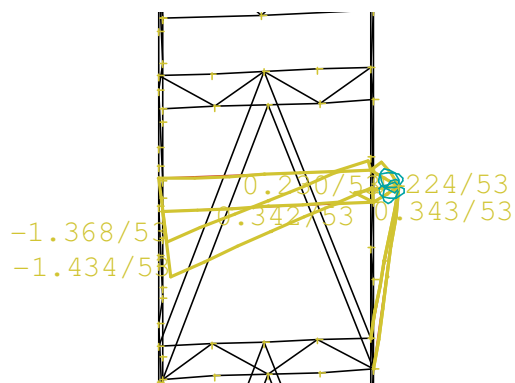
Konzoly jeřábové dráhy jsou provedeny z dvojice úhelníků U200 a to jak konzola, tak vzpěra konzoly. Dle konstrukce je patrné, že na konzole můžeme očekávat vznik maximálních momentů. Naopak na vzpěře dominantní vliv normálové síly. Na prvcích vzniknou i příčné momenty, které však nemají rozhodující vliv na namáhání prvků, do výpočtu jsou přesto zahrnuty. V průřezích rovněž vzniknou smykové síly, které však není nutné posuzovat. Průřez jistě vyhoví.

Posudek $M_{\max}+M+N$

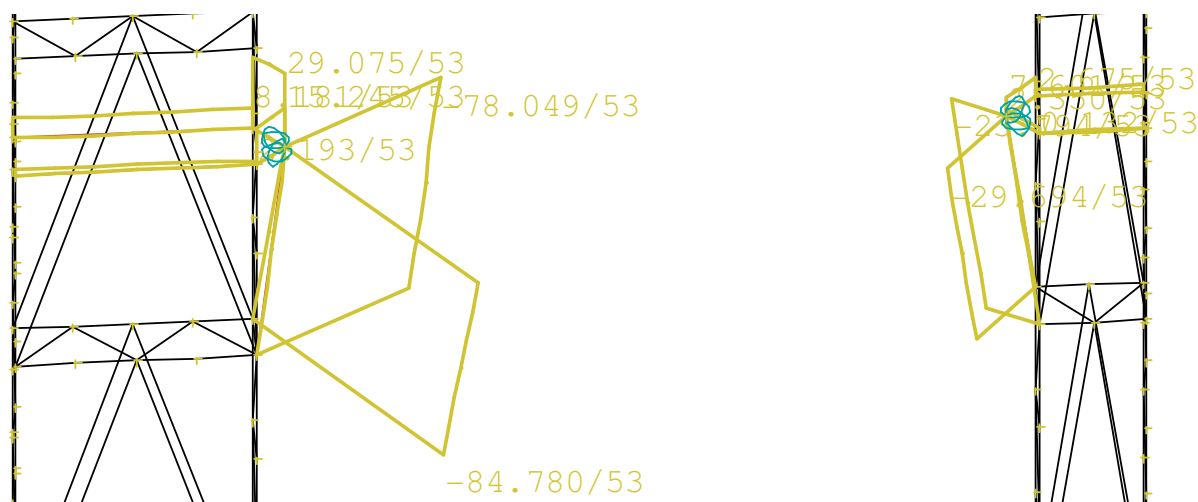
Maximální moment vyvoluje kombinace C53. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha příčeni břemeno vlevo.



Maximální momenty M_y C53



Maximální momenty M_z C53



Normálové síly C53

$$N_{Ed} = 29,075 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,z} = 0,342 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y,Max} = 11,990 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &= \frac{29,075}{\frac{1513,4}{1}} + 1 \cdot \frac{11,990}{\frac{89,77}{1}} + 1 \cdot \frac{0,342}{\frac{12,69}{1}} \\ &= 0,03 + 0,11 + 0,01 = 0,15 \leq 1 \end{aligned}$$

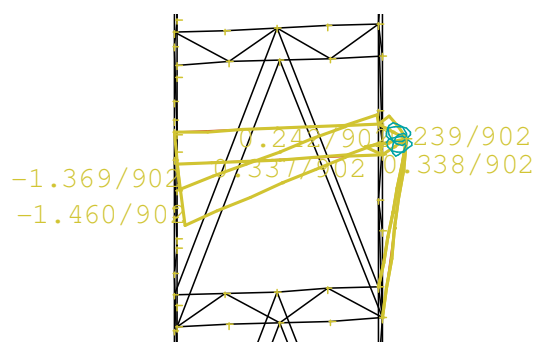
(5.3.12-1)

Vyhoví

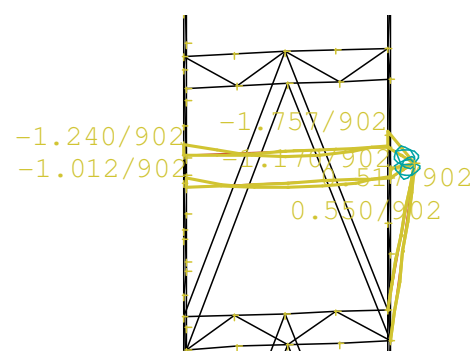
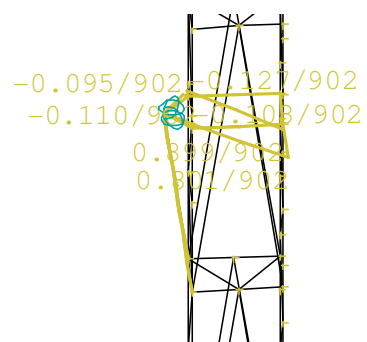
Posudek M+M+N_{max}

Maximální moment vyvozuje kombinace C1140. Tato kombinace je tvořena následujícími zatíženími: Vlastní tíha ocelové konstrukce, Sníh nenavátý, Podélný vítr největší tlak Pravý, Technologie, Obvodový plášť, Střešní plášť, Střešní plášť v prostoru mezi loďmi 7 a 8, Jeřáb 3. Poloha příčeni břemeno vlevo.

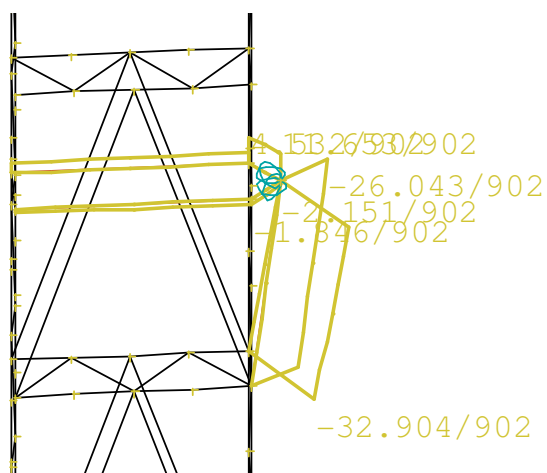
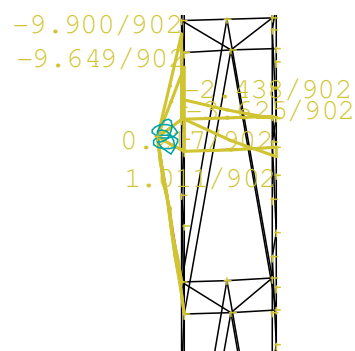
Jak je patrné z průběhů ohybových momentů na vzpěrách, budou tyto složky zatížení tvořit pouze minimální část (1-2%).



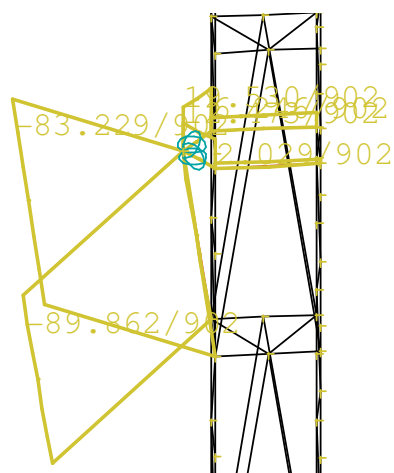
Maximální momenty M_y C942



Maximální momenty M_z C942



Normálové síly C942



$$N_{Ed,max} = 89,642 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,z} = 0,801 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 1,011 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &= \frac{89,642}{\frac{0,22 \cdot 1513,4}{1}} + 1 \cdot \frac{1,011}{\frac{89,77}{1}} + 1 \cdot \frac{0,801}{\frac{12,69}{1}} \\ &= 0,27 + 0,02 + 0,03 = 0,32 \leq 1 \end{aligned}$$

(5.3.12-2)

Vyhoví

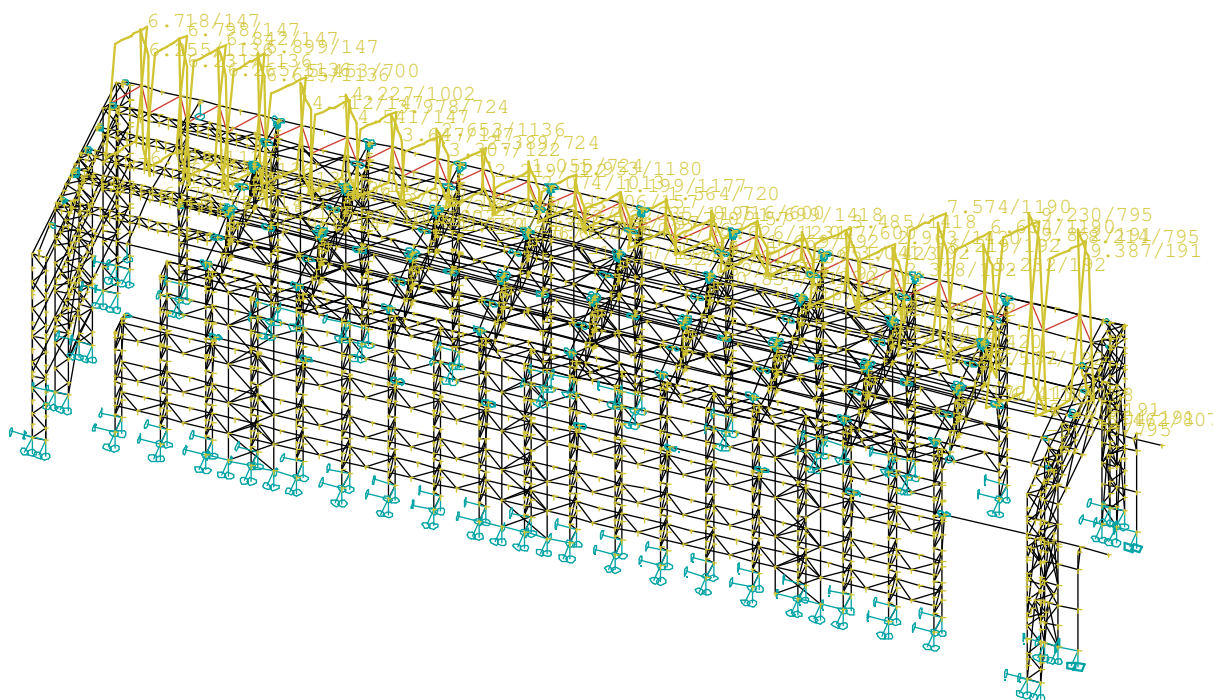
5.4 Posudek podélných a příčných ztužidlových systémů lodi regálové haly

Vzhledem k rozsáhlosti a charakteru rekonstruovaného objektu, jsou v lodi regálové haly provedeny ztužující konstrukce zajišťující příčné a podélné ztužení objektu a lepší roznos vodorovných zatížení na jednotlivé dvoukloubové rámy, které tvoří hlavní nosnou konstrukci objektu.

V hlavním textu této práce jsou umístěny pouze výsledné vztahy určující zda posuzovaný prvek vyhovuje pro dané zatížení či ne. Kompletní výpočty pro každý prvek jsou součástí této práce.

5.4.1 Posudek podélného střešního ztužidla

Střešní ztužidlo je umístěno mezi první a druhou vaznicí regálové haly a tvoří jej dvojice nerovnoramenných úhelníků 65x50x6. Tyto jsou zatíženy osovou silou převážně vznikající od působení větru.



Obalová křivka extrémních normálových sil na podélném střešním ztužidle

Posudek diagonál

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.658.235 = 309,26 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 9,862 \text{ kN}$$

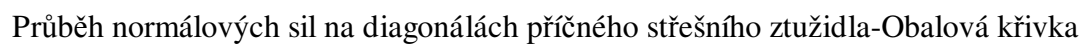
(5.4.1-1)**Vyhoví**

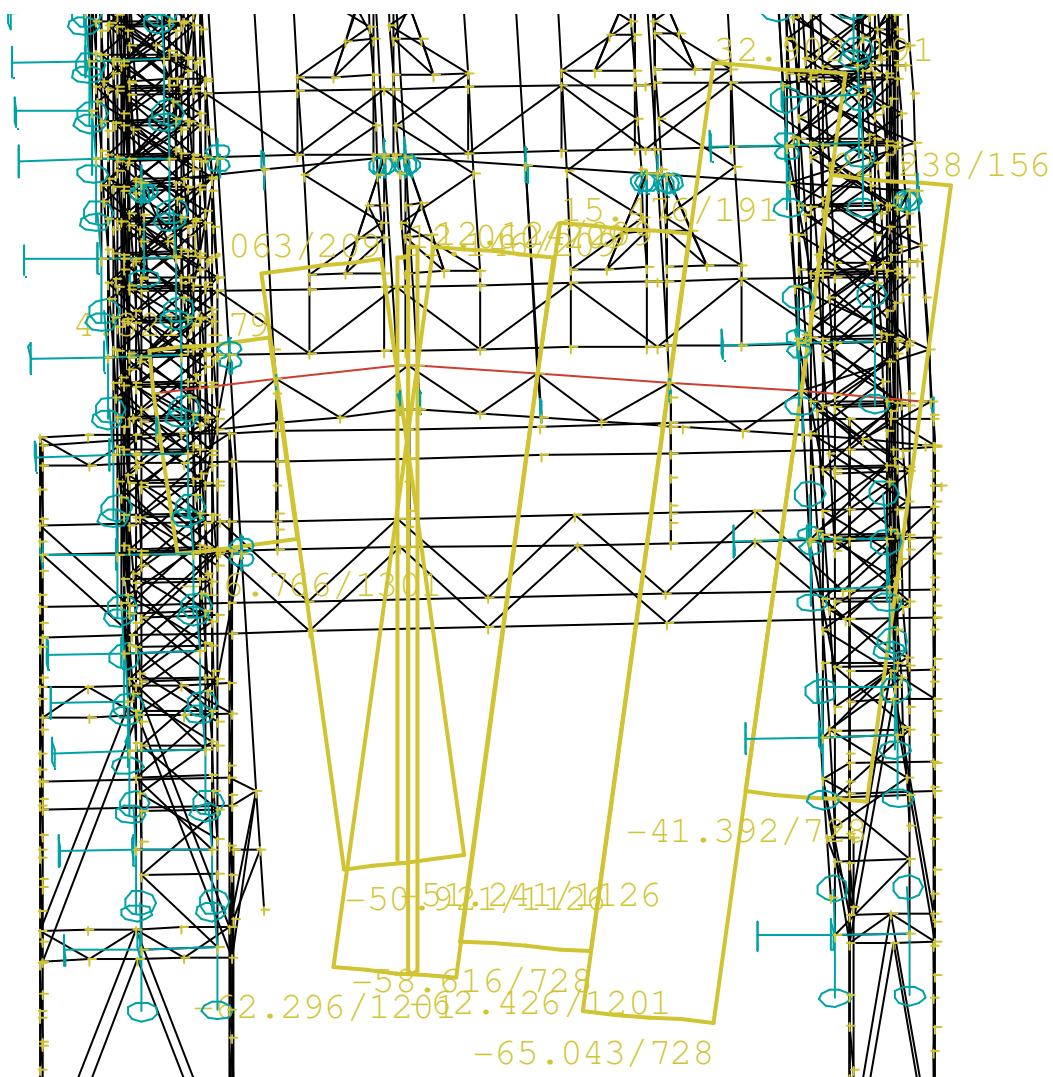
Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,346 \cdot 2.658.235 = 107,00 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10,100 \text{ kN}$$

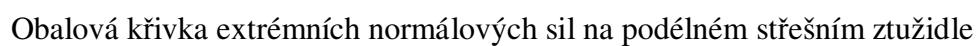
(5.4.1-2)**Vyhoví****5.4.2 Posudek příčného střešního ztužidla**

Střešní ztužidlo je umístěno mezi průvlakem v čele regálové haly a pásem ztužidla, jež je tvořeno dvojicí nerovnoramenných úhelníků 65x50x6. Diagonály ztužidla tvoří dvojice nerovnoramenných úhelníků 65x50x6. Tyto jsou zatíženy osovou silou převážně vznikající od působení větru.





Průběh normálových sil na pásu příčného střešního ztužidla-Obalová křivka



222

Posudek pásu ztužidla

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.658.235 = 309,26 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 32,902 \text{ kN}$$

(5.4.2-3)**Vyhoví**

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,508.2.658.235 = 157,100 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 65,043 \text{ kN}$$

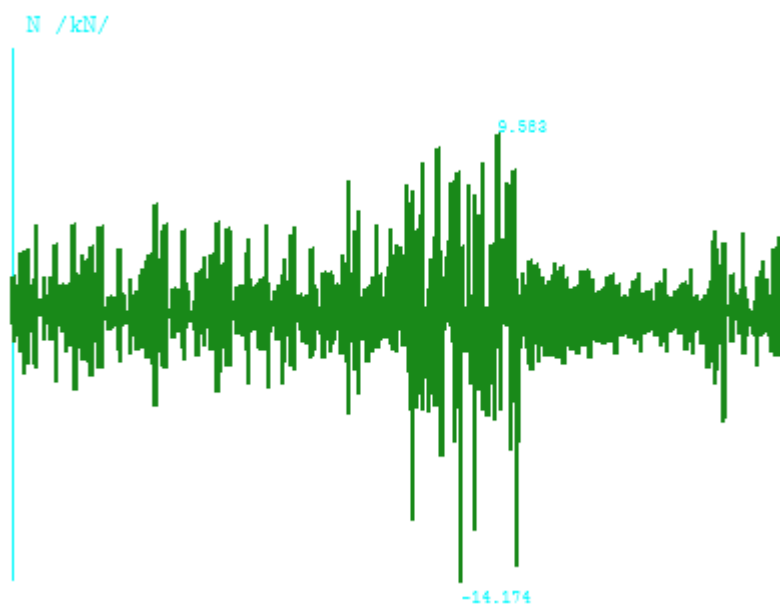
(5.4.2-4)**Vyhoví****5.4.3 Posudek příhradových ztužidel mezi typickými vazbami regálové haly**

Ztužidla, jež probíhají v pěti výškových úrovních na výšce sloupů regálové haly tvoří následující profily: pásy jsou tvořeny U profilem z ohýbaného plechu 120x65x4mm, diagonály jsou tvořeny profilem úhelníku 50x50x5mm na 4 sloupových řadách G,H,I,J regálové haly (3 sloupy mají odstraněny spodní části a vynáší je vazník, zde je ponechán vždy jeden pás ztužidel, viz. výkresová dokumentace). Na sloupech řady F,G jsou diagonály tvořené dvojicí úhelníků 45x45x4mm. Jak pásy tak diagonály jsou připojeny na sloupy regálové haly kloubově, v průřezích tedy vzniká pouze osově namáhání.

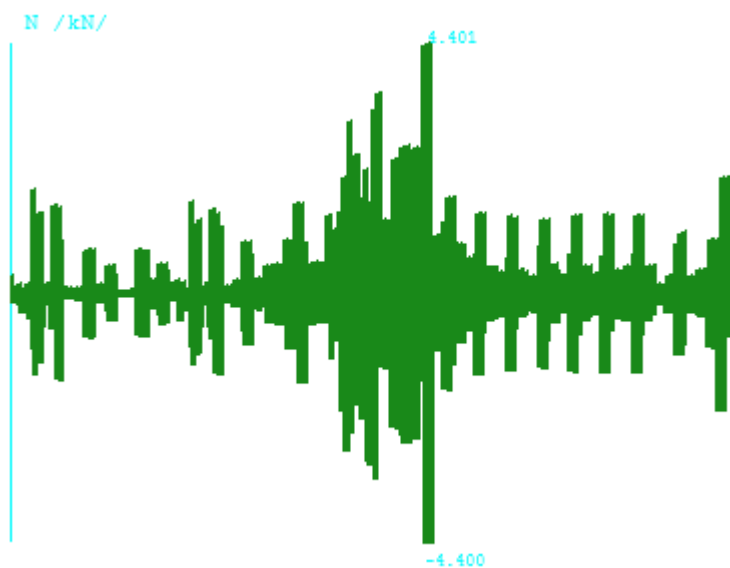
Vzhledem ke špatné čitelnosti výsledků v grafickém rozhraní programu nexis 32. je použito detailního výstupu pro vnitřní síly z tohoto programu.



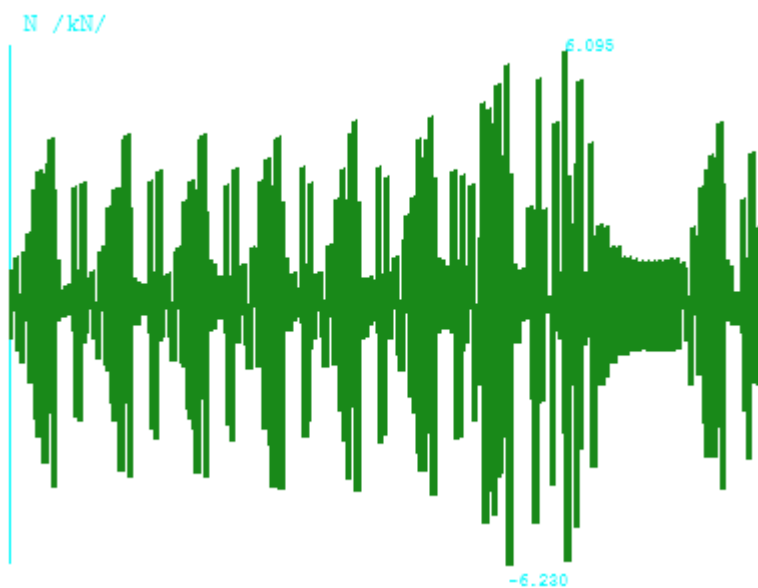
Vodorovná příhradová ztužidla mezi vazbami regálové haly-Fotodokumentace



Normálové síly na pásech ztužidel-Obalová křivka



Normálové síly na diagonálách tvořených úhelníkem 50x50x5mm-Obalová křivka



Normálové síly na diagonálách tvořených dvojicí úhelníků 45x45x4mm-Obalová křivka

Posudek pásu ztužidla (tvořeno profilem U120x65x4mm)

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 968.235 = 454,960 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 9,8532 \text{ kN}$$

(5.4.3-1)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,275 \cdot 968 \cdot 235 = 125,11 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 14,174 \text{ kN}$$

(5.4.3-2)

Vyhoví

Posudek diagonál (tvořených profily 50x50x5mm)

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 480 \cdot 235 = 112,80 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 4,401 \text{ kN}$$

(5.4.3-3)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,373 \cdot 480 \cdot 235 = 42,070 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 4,400 \text{ kN}$$

(5.4.3-4)

Vyhoví

Posudek diagonál (tvořených profily 45x45x4mm)

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 349 \cdot 235 = 164,030 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6,095 \text{ kN}$$

(5.4.3-5)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,314 \cdot 2 \cdot 349 \cdot 235 = 51,510 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6,230 \text{ kN}$$

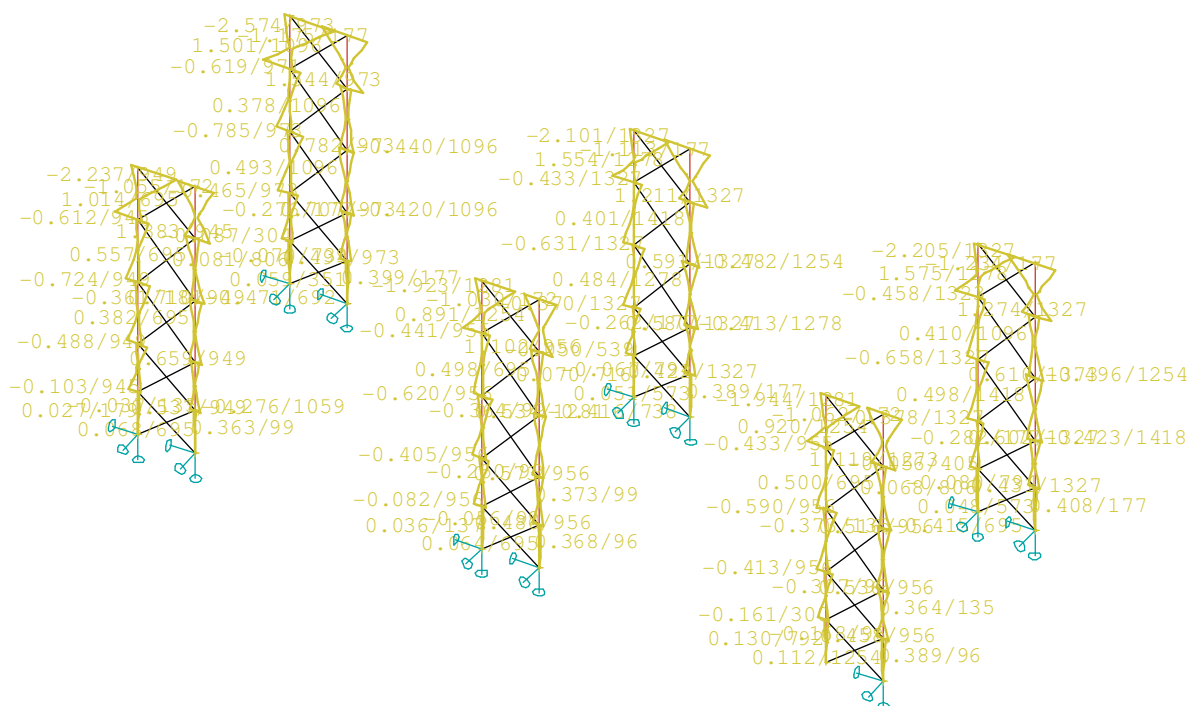
(5.4.3-6)

Vyhoví

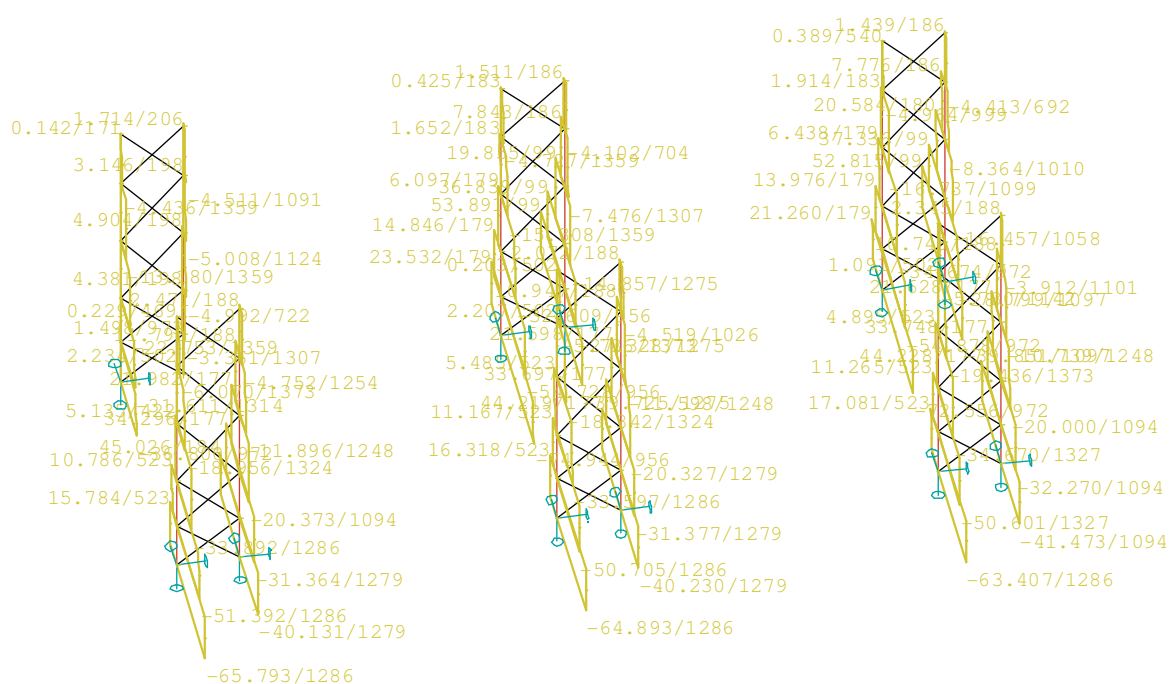
5.4.4 Posudek svislého podélného zavětrování

Svislé podélné zavětrování je tvořeno sloupky tvořenými profily 2xU140 na něž jsou připojeny dvojice úhelníků 60x60x6 mm. Úhelníky tvoří ondřejovy kříže v 5 úrovních na výšku sloupů regálové haly. Profily úhelníků jsou vzhledem ke svému kloubovému připojení namáhány pouze normálovou silou. Sloupky, které jsou tvořeny dvojicemi U profilů jsou namáhány kombinací osově síly a ohybového momentu.

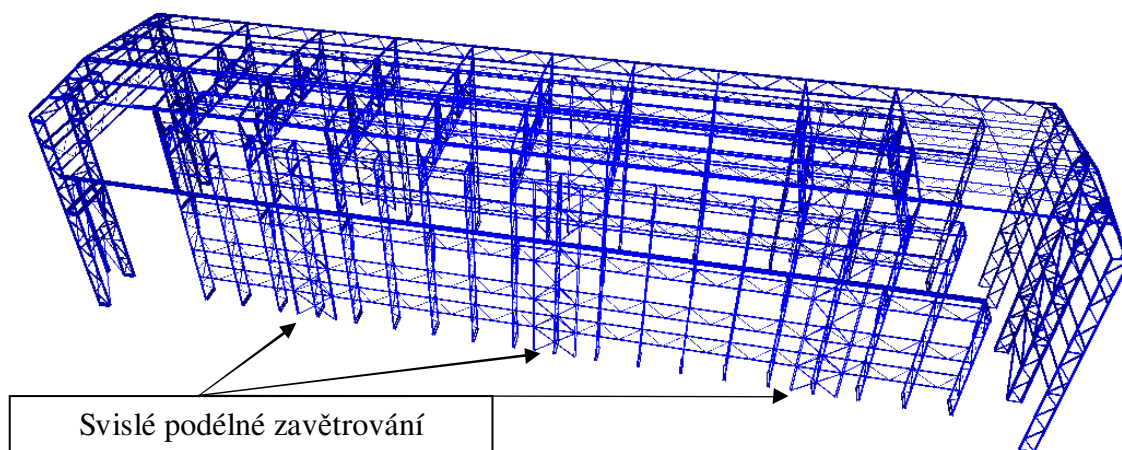
Vzhledem k tomu že mnoho těchto ztužidel muselo být při rekonstrukci odstraněno, je tento posudek velice důležitý. Vzhledem k tomu, že ve výpočtu nejsou zahrnuty všechny možné polohy mostového jeřábu je nutné, aby ze jména tyto ztužidla při výpočtu prokázaly určitou rezervu, vzhledem k možnému mírnému navýšení sil v prvcích.



Průběh ohybových momentů na sloupech ztužidel-Obalová křivka



Průběh normálových sil na sloupech ztužidel-Obalová křivka



Svislé podélné zavětrování

Svislé podélné zavětrování vizualizace

Posudek sloupů podélného svislého ztužení $N_{\max} + M_{\max}$

Vzhledem k zjevnému nízkému využití prvků jsou při výpočtu uvažovány maximální účinky osově síly a ohybového momentu v jedné kombinaci.

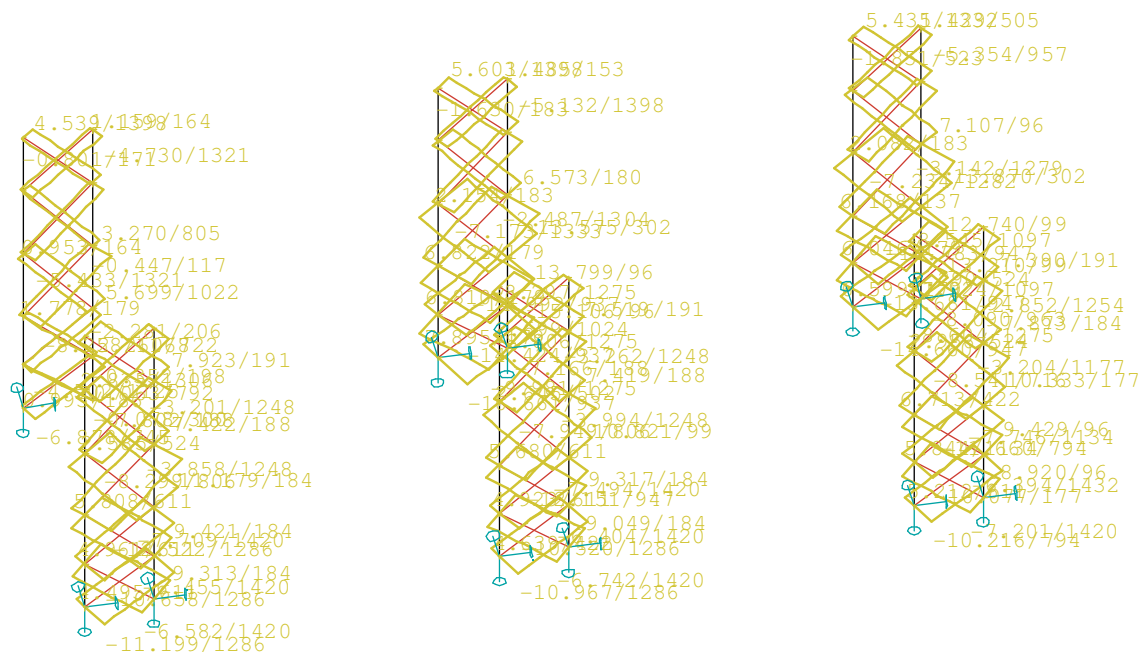
$$N_{Ed,Max} = 74,944 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Max} = 2,574 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{74,944}{0,150.958,800} + 1 \cdot \frac{2,574}{40,608} = 0,52 + 0,06 = 0,58 \leq 1$$

(5.4.4-1)

Vyhoví



Průběh normálových sil na zavětrování ztužidel-Obalová křivka

Posudek zavětrování podélného svislého ztužení

Dvojice úhelníků jsou namáhány pouze normálovou silou.

Pro tažené ztužidlo

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2.691.235 = 324,77 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 15,106 \text{ kN}$$

(5.4.4-2)

Vyhoví

Pro tlačené ztužidlo

$$N_{b,Rd} = \chi_y A \cdot f_{yd} = 0,099.2.691.235 = 32,150 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 16,661 \text{ kN}$$

(5.4.4-3)

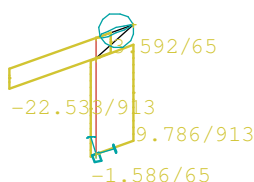
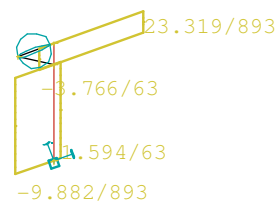
Vyhoví

5.5 Posudek sloupů jeřábové dráhy umožňující výjezd do předního traktu haly

Sloupy jsou realizovány z profilů HEB 280, tento profil je namáhán značnými normálovými silami způsobenými jeřábem, tato síla působí v kombinaci s ohybovým momentem. V průřezu rovněž působí nezanedbatelné smykové síly, které je nutné posoudit. Sloupy působí jako vetknuté ve směru x a kloubové uložení ve směru y .

Sloup umožňuje výjezd mostového jeřábu do prostoru předního traktu jeřábové haly, aby bylo zajištěno překrytí operačních ploch mostových jeřábů.

5.5.1 Posudek mezního stavu únosnosti sloupů jeřábové dráhy



Průběh smykových sil V_z – Obalová křivka

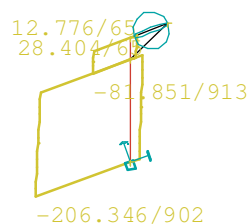
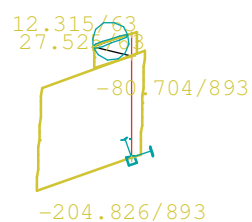
Posudek smykových sil

$$V_{max,z,Ed} = 23,319 \text{ kN}$$

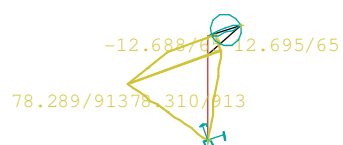
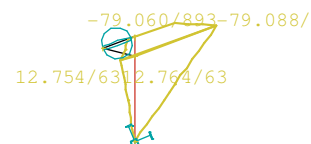
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{4,11 \cdot 10^3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \sqrt{3}} = 557,498 \text{ kN} \geq V_{max,z,Ed} = 23,319 \text{ kN}$$

(5.5.5-1)

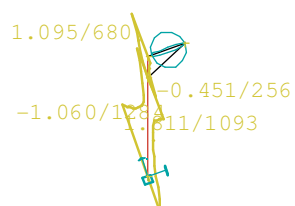
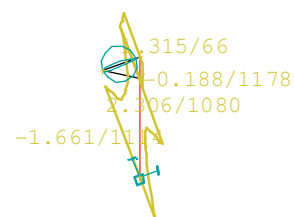
Vyhoví



Maximální normálové síly na sloupech-Obalová křivka



Maximální ohybové momenty M_y na sloupech-Obalová křivka



Maximální ohybové momenty M_z na sloupech-Obalová křivka

Posudek $N_{\max} + M_{\max,y} + M_{\max,x}$

Vzhledem k nutnosti splnění mezního stavu použitelnosti je sloup na mezní stav únosnosti viditelně předimenzován. Není tedy nutné posuzovat odděleně všechny nepříznivé kombinace. Pro zkrácení délky výpočtu je možné posoudit extrémní vnitřní síly vznikající na konstrukci, sloup jistě vyhoví.

$$N_{Ed,Max} = 204,826 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y,Max} = 79,088 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z,Max} = 2,036 \text{ kNm}$$

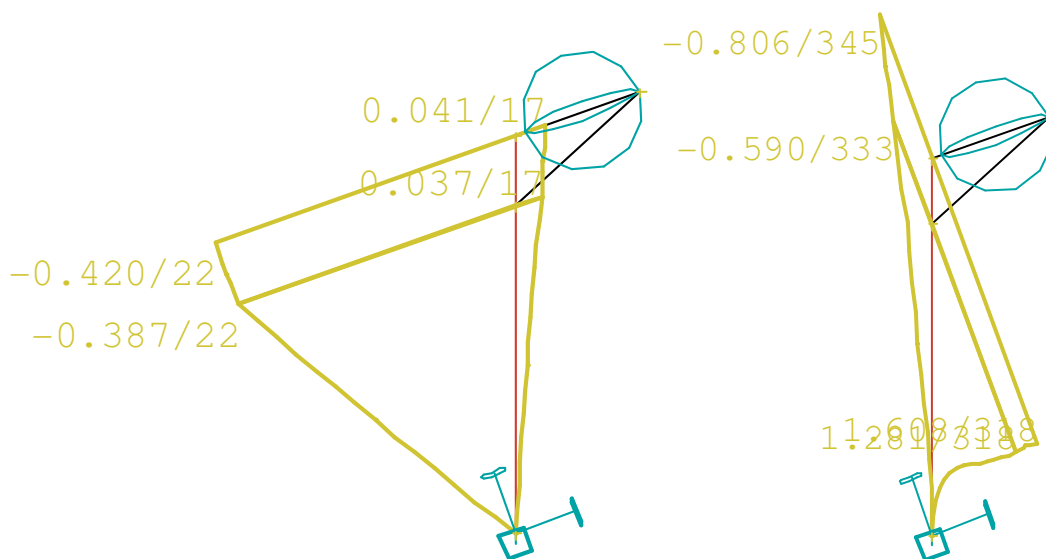
$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &= \frac{204,826}{\frac{0,790 \cdot 3086,96}{1}} + 1 \cdot \frac{79,088}{\frac{323,424}{1}} + 1 \cdot \frac{2,036}{\frac{323,424}{1}} \\ &= 0,08 + 0,22 + 0,01 = 0,31 \leq 1 \end{aligned}$$

(5.5.5-2)**Vyhoví**

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &= \frac{204,826}{\frac{0,390 \cdot 3086,96}{1}} + 1 \cdot \frac{79,088}{\frac{323,424}{1}} + 1 \cdot \frac{2,036}{\frac{323,424}{1}} \\ &= 0,17 + 0,22 + 0,01 = 0,40 \leq 1 \end{aligned}$$

(5.5.5-3)**Vyhoví**

5.5.2 Posudek mezního stavu použitelnosti sloupů pro účely jeřábové dráhy



Deformace sloupu jeřábové dráhy u_x a u_y -Obalová křivka

$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9720}{600} = 16,2mm \geq \delta_x = 0,42mm$$

(5.5.5-1)

Vyhoví

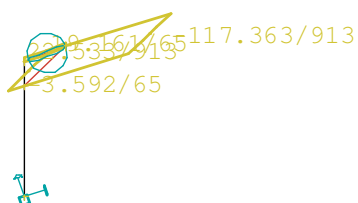
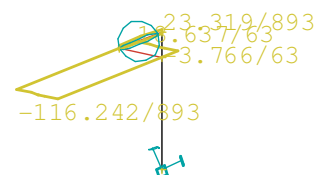
$$\delta_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{9720}{600} = 16,2mm \geq \delta_y = 0,9mm$$

(5.5.5-2)

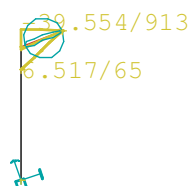
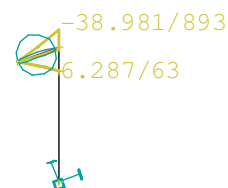
Vyhoví

5.5.3 Posudek konzol jeřábové dráhy na krátkých sloupech jeřábové dráhy

Konzola jeřábové dráhy je tvořena, stejně jako sloup, profilem HEB 280, vzpěra jeřábové dráhy je tvořena dvojicí U 200. Vzhledem k silám, které na konstrukci vznikají, je jasné, že dané profily jistě vyhoví. Jako porovnání může sloužit kapitola 5.3.12. Obalové křivky vnitřních sil na konzolách jsou pro úplnost uvedeny jako příloha této kapitoly.



Normálové síly na konzolách krátkých sloupů-Obalová křivka

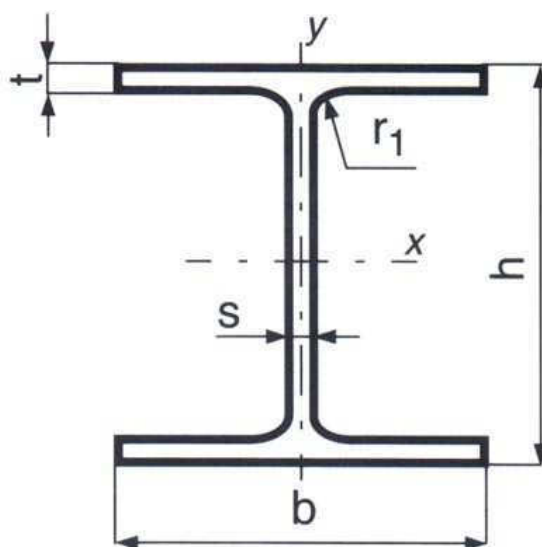


Ohybové momenty M_y na konzolách krátkých sloupů-Obalová křivka

5.6 Návrh hlavního nosníku jeřábové dráhy

Jelikož rozpětí jednotlivých polí hlavního nosníku mostového jeřábu se liší, je navrženo statické schéma, které zajistí optimální využití hlavního nosníku jeřábové dráhy. Není tedy nutné měnit průřez v jednotlivých polích hlavního nosníku, ani není potřeba jeho zesilování. V kratším poli hlavního nosníku je dosaženo porovnatelného návrhového momentu, jako v delším poli a na konzole díky tomu, že v delším poli a na konzolovém vyložení, je zvoleno použití spojitého nosníku. Pro zkrácení délky konzolového vyložení je uprostřed vyložení konzoly navržen sloup podporující hlavní nosník JD, zajišťující lepší statické působení konstrukce a zmenšení ohybových momentů v poli nejdelšího rozpětí.

Hlavní nosník



HEB 280 [14]

Návrh průřezu:	profil HEB 280 S235
Hmotnost profilu/m:	103,1 kg/m
Plocha průřezu:	$A=13,136 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
Moment setrvačnosti:	$I_y=192,70 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
Moment setrvačnosti:	$I_z=65,95 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
Průřezový modul:	$W_y=1376,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Plastický průřezový modul:	$W_{y,pf}=1534,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Průřezový modul:	$W_z=471,04 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Plastický průřezový modul:	$W_{z,pf}=717,57 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Moment tuhosti v krutu: $I_t = 1437,2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4$

Moment tuhosti ve vázaném kroucení: $I_w = 1130,2 \cdot 10^{-15} \text{ m}^4$

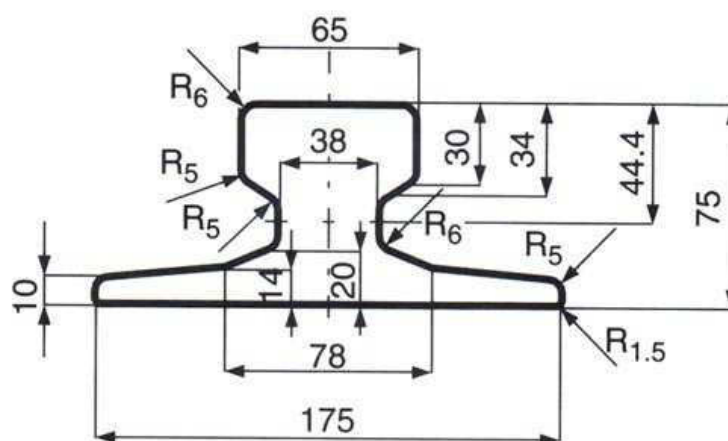
Zatřídění průřezu HEB280

$$\frac{d}{t} = \frac{195}{10,5} = 18,57 \leq 72. \varepsilon = 72. \sqrt{\frac{235}{235}} \gg \text{průřez 1 třídy} \quad (5.6-1)$$

$$\frac{(b - 2r - t_w)/2}{t_f} = 6,15 \leq 9. \varepsilon = 9. \sqrt{\frac{235}{235}} \gg \text{průřez 1 třídy} \quad (5.6-2)$$

PRŮŘEZ JE 1 TŘÍDY

Kolejnice JK 65



Kolejnice JK65 [14]

Šířka hlavy kolejnice: 65mm

Plocha průřezu: $55,4 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$

Průřezový modul k ose ohybu: $W_y = 73,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Průřezový modul k ose ohybu: $W_z = 69,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Moment setrvačnosti k ose ohybu: $I_y = 327 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

Moment setrvačnosti k ose ohybu: $I_z = 609 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

5.6.1 Posudek hlavního nosníku-Globální namáhání

Nosník bude posouzen na kombinaci dvojosého ohybu s kroucením pomocí přílohy A, normy 1993-1. Součinitele α a β jsou určeny dle 1993-1, tabulka NB. 2.1 (volná deplanace a obecné zatížení). [10]

$$\alpha = 3,7$$

$$\beta = 1,08$$

$$K_t = L \sqrt{\frac{G \cdot I_t}{E \cdot I_w}} = 8\,000 \cdot \sqrt{\frac{81\,000 \cdot 1437,2 \cdot 10^3}{210\,000 \cdot 1130,2 \cdot 10^9}} = 5,603$$

(5.6.1-1)

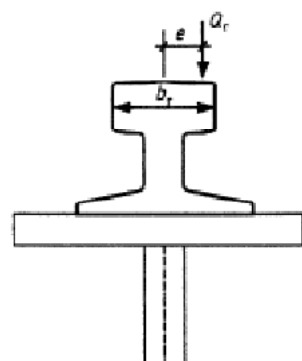
$$\kappa = \frac{1}{\beta + (\alpha/K_t)^2} = \frac{1}{1,08 + (3,7/5,603)^2} = 0,660$$

(5.6.1-2)

Bimoment (včetně vodorovné excentricity působíště kolového zatížení e_y dle 2.5.2.1 (2), ČSN EN 1991-3. [10]

$$e_y = 0,25 \cdot b_r = 0,25 \cdot 65 = 16,25\text{mm}$$

(5.6.1-3)



Ilustrační obrázek z normy 1991-3[16]

$$e_z = \frac{h_{\text{nosniku}}}{2} + h_{\text{kolejnice}} = \frac{280}{2} + 75 = 215\text{mm}$$

(5.6.1-4)

$$\begin{aligned} B_{ED} &= (M_{z,ED} \cdot e_z + M_{y,ED} \cdot e_y) \cdot (1 - \kappa) = \\ &= (7,374 \cdot 0,215 + (119,177 + 0,726 + 12,142) \cdot 0,01625) \cdot (1 - 0,660) = \\ &= 1,269 \text{ kNm}^2 \end{aligned} \quad (5.6.1-5)$$

Výsečová pořadnice:

$$\omega = \frac{b \cdot h_f}{4} = \frac{280 \cdot (280 - 18,0)}{4} = 18\,340 \quad (5.6.1-6)$$

Normálové napětí od vázaného kroucení:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,ED} &= \frac{B_{ED}}{I_w} \cdot \omega = \frac{1,269 \cdot 10^9}{1130,2 \cdot 10^9} \cdot 18\,340 = \\ &= 20,592 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (5.6.1-7)$$

Klopení

Dle 6.3.2.2 normy ČSN EN 1993-6 [20] je možné počítat se stabilizačním účinkem vodorovného posuvu v působišti kola, který vede k omezení natočení způsobeného kroucením. Může se předpokládat, že svislá reakce kola působí v úrovni středu smyk, tzn., že vzdálenost působišť zatížení od středu smyku je rovna 0 ($z_g=0$). [10]

Zatěžovací schéma je obecné a součinitele C_1 pro příslušný průběh momentů tudíž nejsou tabelovány. Moment bude pro tento případ určen za pomoci software LTBeam[32], což je volně stažitelný program k výpočtu kritického momentu.

Beam/Section/Steel | Lateral Restraints | Loading | Critical Moment

Beam - Section - Steel

Beam

Total Length L m Nb elements N

Steel

E MPa ν G MPa

Section

☒ In Catalogue ☐ By Dimensions ☐ By Properties

Double symmetrical I profiles

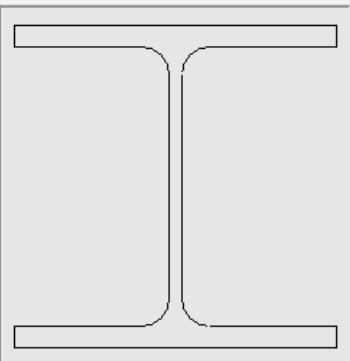
Selected Profile

I_z cm⁴

I_t cm⁴

I_w cm⁶

β_z mm



Programové prostředí programu LT Beam [32]

Beam/Section/Steel | Lateral Restraints | Loading | **Critical Moment**

Critical Moment

Dichotomic process on determinant

Tolerance :

Critical Factor

N° Iteration Current value

Convergence achieved

μ_{cr}

Critical Moment

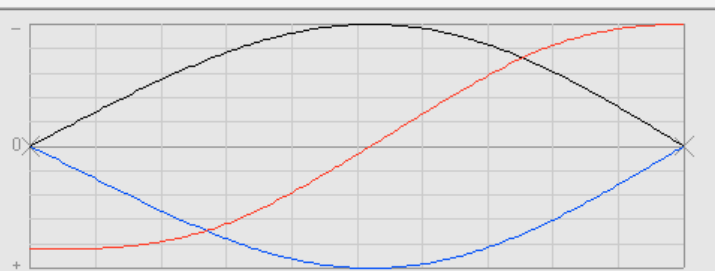
Mmax kN.m

χ_f

Mmax_{cr} kN.m

Deformed Shape


☒ v ☒ θ ☒ v' ☐ θ''



Bending and Shear Diagrams

Mmax kN.m χ_f

☒ M ☒ V



Vypočtený kritický moment [32]

Pro určení součinitelů klopení se použije postup dle 6.3.2.3 ČSN EN 1993-1-1 [16]. Pro válcovaný I průřez s $h/b \leq 2$ se použije křivka vzpěrnosti a (součinitel imperfekce $\alpha_{LT}=0,21$). [10]

$$M_{cr} = 653,34 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534,4 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^6}{653,34 \cdot 10^3}} = 0,743$$

(5.6.1-8)

$$\chi_{LT} = 0,825 \text{ (z křivky vzpěrnosti a)}$$

Potřebné součinitele:

Součinitel ekvivalentního konstantního momentu C_{mz} je určen dle ČSN EN 1993-1-1 [16] příloha B tab. 3.

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{2,761}{-4,926} = 0,560$$

(5.6.1-9)

$$C_{mz} = 0,448$$

$$k_w = 0,7 - \frac{0,2\sigma_{w,Ed}}{f_{yd}} = 0,7 - \frac{0,2 \cdot 20,592}{235} = 0,682$$

(5.6.1-10)

$$k_{zw} = 1 - \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_{yd}} = 1 - \frac{7,374}{0,718 \cdot 235} = 0,956$$

(5.6.1-11)

$$k_\alpha = \frac{1}{1 - \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{139,414}{653,34}} = 1,271$$

(5.6.1-12)

Posudek:

$$\frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT}W_{pl,y}f_{yd}} + \frac{C_{mz}M_{z,Ed}}{W_{pl,z}f_{yd}} + \frac{k_w k_{wz} k_{\alpha} \sigma_{w,Ed}}{f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{139,414}{0,825 \cdot 1,534 \cdot 235} + \frac{0,448 \cdot 7,374}{0,718 \cdot 235} + \frac{0,682 \cdot 0,956 \cdot 1,271 \cdot 20,592}{235} \leq 1$$

$$0,469 + 0,021 + 0,073 = 0,563 \leq 1$$

(5.6.1-13)

Vyhoví

Průřez je využit pouze na 56%, avšak je nutné připomenout, že menší profily nesplňují stanovený limit mezního stavu použitelnosti, pro průhyb v rovině y. Jež je pro jeřábové dráhy přísnější, než pro konstrukce pozemních staveb (L/600).

5.6.2 Lokální namáhání stojiny

Při posudku lokálního namáhání stojiny je nutné počítat s opotřebením kolejnice, jež se podepíše na průřezových charakteristikách kolejnice. Toto opotřebení je nutné uvažovat minimálně 25% výšky pojížděné hlavy kolejnice.

$$t_r = 30mm$$

$$0,25 \cdot t_r = 0,25 \cdot 30 = 7,5mm$$

(5.6.2-1)

$$I_r = 2,386 \cdot 10^6 mm^4$$

$$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f = 175 + 75 + 1,0 = 268,0mm \leq b = 280mm$$

(5.6.2-2)

$$b_{eff} = b = 280mm$$

$$I_{f,beff} = (b_{eff} \cdot t_f^3) / 12 = 136,080 \cdot 10^3 mm^4$$

(5.6.2-3)

Účinná roznášecí délka, je určena dle vztahu z normy 1993-3 [20]

$$l_{eff} = 3,25 \left[\frac{(I_r + I_{f,eff})}{t_w} \right]^{\frac{1}{3}} = 3,25 \left[\frac{(2,386 \cdot 10^6 + 136,080 \cdot 10^3)}{10,5} \right]^{\frac{1}{3}} = 203mm$$

(5.6.2-4)

Roznášecí délka na horním povrchu pásnice.

$$s_s = l_{eff} - 2t_f = 204 - 2 \cdot 18 = 167mm$$

(5.6.2-5)

Účinná zatížená délka l_y

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}) = 167 + 2 \cdot 18 \cdot (1 + \sqrt{26,667 + 0,0}) = 389mm$$

(5.6.2-6)

Kde

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} t_w} = \frac{b_f}{t_w} = 26,667$$

(5.6.2-7)

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad (pro \bar{\lambda}_f > 0,5)$$

(5.6.2-8)

$$m_2 = 0 (pro \bar{\lambda}_f \leq 0,5)$$

(5.6.2-9)

Součinitel m_2 závisí na poměrné štíhlosti $\bar{\lambda}_f$, která se počítá z účinné zatížené délky l_y . Postup tedy může vést k interaci. Interaci se vyhneme, když budeme bezpečně brát $m_2 = 0$. [10].

Kritická síla pro boulení stojiny

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \cdot 6,0210000 \cdot \frac{10,5^3}{244} = 5\,398 \cdot 10^3 N$$

(5.6.2-10)

Kde:

$$k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 6 + 2 \left(\frac{244}{8000} \right)^2 = 6,0 \quad (5.6.2-11)$$

Poměrná štíhlost:

$$\overline{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{389.18.235}{5\,398 \cdot 10^3}} = 0,552 \quad (5.6.2-12)$$

Součinitel lokálního boulení, dle normy ČSN EN 1993-1-5, část 1-1 Boulení stěn odstavce 6.2.[17]

$$\chi_F = \frac{0,5}{\overline{\lambda}_F} = \frac{0,5}{0,552} = 0,906 \leq 1,0 \quad (5.6.2-13)$$

Účinná délka pro únosnost na příčné síly

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y = 0,906.389 = 353mm \quad (5.6.2-14)$$

Návrhová únosnost v lokálním boulení

$$F_{Rd} = L_{eff} t_w f_{yd} = 353.10.235 = 871,028kN \geq Q_{Ed} = 149,617 kN \quad (5.6.2-15)$$

5.6.3 Posouzení smykové únosnosti s uvažáním vlivu smyku od kroucení

Na stojinu působí maximální posouvající síla z postavení sil V_{\max} a vzdorující plochu tvoří stojina válcovaného profilu HEB 280.

Napětí od posouvající síly:

$$\tau_b = \frac{V_{ed}}{A_{vz}} = \frac{149\,617}{2,562 \cdot 10^{-3}} = 58,399 \text{ MPa}$$

(5.6.3-1)

Na stojině profilu se projeví pouze síly od prostého kroucení. K výpočtu užitíme bimomentu, jenž byl vyčíslen v posudku únosnosti profilu. Moment pro prosté kroucení bude stanoven z následujícího vztahu.

$$\begin{aligned} T_{t,ed} &= (F_{z,ED} \cdot e_z + F_{y,ED} \cdot e_y) \cdot (\kappa) = \\ &= (6,665 \cdot 0,215 + (58,558 + 3,914) \cdot 0,01625) \cdot (0,66) = \\ &= 1,616 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(5.6.3-2)

Smykové napětí od prostého kroucení ve stěně nosníku je pak rovno:

$$\tau_t = \frac{T_{t,Ed}}{I_t} \cdot t_w = \frac{1,616 \cdot 10^6}{1026,9 \cdot 10^3} \cdot 10,5 = 16,524 \text{ MPa}$$

(5.6.3-3)

Posouzení smykové únosnosti stojiny profilu HEB 280

$$\tau_{d,max} = \tau_b + \tau_t = 58,399 + 16,524 = 74,923 \text{ MPa}$$

(5.6.3-4)

$$\tau_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{235}{1,0} = 135,677 \text{ MPa}$$

(5.6.3-5)

$$\tau_{d,max} = 74,923 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd} = 135,677 \text{ MPa}$$

(5.6.3-6)

Vyhovuje

Napětí vyvolané smykovou silou je větší než polovina smykové únosnosti profilu. Bude nutné redukovat ohybovou únosnost profilu.

Posouzení smykové únosnosti pásnic:

Je patrné, že smykové posouzení pásnic profilu HEB rovněž vyhoví, ale pro kompletnost jej provedeme.

$$\begin{aligned}T_{\omega,ed} &= (F_{z,ED} \cdot e_z + F_{y,ED} \cdot e_y) \cdot (1 - \kappa) = \\&= (6,665.0,215 + (58,558 + 3,914) \cdot 0,01625) \cdot (1 - 0,660) = \\&= 0,832 \text{ kNm}\end{aligned}\tag{5.6.3-7}$$

$$\omega = \frac{b \cdot h_f}{4} = \frac{280 \cdot (280 - 18,0)}{4} = 18\,340\tag{5.6.3-8}$$

smykové napětí od prostého kroucení v přírubě nosníku je pak rovno:

$$\tau_t = \frac{T_{t,Ed}}{I_t} \cdot t_w = \frac{0,832 \cdot 10^6}{1026,9 \cdot 10^3} \cdot 18,0 = 14,584 \text{ MPa}\tag{5.6.3-9}$$

Statický výšečový moment pro řez uprostřed pásnice průřezu:

$$S_w = \frac{1}{16} b_f^2 t_f \bar{h} = \frac{1}{16} 280^2 \cdot 18 \cdot (280 - 18,0) = 23,108 \cdot 10^6 \text{ mm}^4\tag{5.6.3-10}$$

Smykové napětí od vázaného kroucení uprostřed pásnice:

$$\tau_\omega = \frac{T_{\omega,Ed} S_\omega}{I_\omega t_f} = \frac{0,832 \cdot 10^6 \cdot 23,108 \cdot 10^6}{1130,2 \cdot 10^9 \cdot 18,0} = 0,945 \text{ MPa}\tag{5.6.3-11}$$

Posouzení smykové únosnosti pásnic profilu HEB 280

$$\tau_{d,max} = \tau_b + \tau_t + \tau_\omega = 0 + 23,108 + 0,945 = 24,053 \text{ MPa}\tag{5.6.3-12}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{235}{1,0} = 135,677 \text{ MPa}\tag{5.6.3-13}$$

$$\tau_{d,max} = 24,053 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd} = 135,677 \text{ MPa}$$

(5.6.3-14)

Vyhovuje

5.6.4 Boulení od ohybu pásnic

Bude posouzeno v souladu s normou ČSN EN 1993-1-5 [17] boulení stěn odstavec 8.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yd}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

(5.6.4-1)

Součinitel k budeme uvažovat 0,4, při využití plastické momentové únosnosti.

$$\frac{244}{10,5} \leq 0,4 \cdot \frac{210000}{235} \cdot \sqrt{\frac{2562}{280,18}}$$
$$26,7 \leq 254,850$$

(5.6.4-1)

Vyhovuje

5.6.5 Interakce mezi smykovou silou, ohybovým momentem a osovou silou

Bude posouzeno v souladu s normou ČSN EN 1993-1-5 [17] boulení stěn odstavec 8.

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

(5.6.5-1)

Kde

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{139,414}{1534,4 \cdot 10^{-6} \cdot 235} = 0,387$$

(5.6.5-2)

Návrhová únosnost ve smyku je určena dle vzorce 5.1 odstavce 5.2 normy ČSN EN 1993-1-5 [17]. Kde je návrhová únosnost stojiny určena vztahem 5.2

$$V_{bw,ftd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (5.6.5-3)$$

Kde χ_w boulení stojiny je určen dle ČSN EN 1993-1-1 [16]. A je-li splněna podmínka:

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (5.6.5-4)$$

$$\frac{196}{10,5} = 18,67 \leq 72 = 72 \cdot \frac{1}{1} \quad (5.6.5-5)$$

Vzhledem k příznivému poměru výšky stojiny k její tloušťce, k lokálnímu boulení stojiny nedochází.

$$V_{bw,ftd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1.235 \cdot 196 \cdot 10,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 279,223 \text{ kN} \quad (5.6.5-6)$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,ftd}} = \frac{149,617}{279,223} = 0,536 \quad (5.6.5-7)$$

Interakce mezi smykovou silou, ohybovým momentem a osovou silou se následně staví dle vzorce. Kde $M_{f,Rd}$ je moment únosnosti průřezu sestávající se z účinné plochy pásnic.

$$M_{f,Rd} = f_y \cdot \frac{I_{y,f}}{z} = 235000000 \cdot \frac{1,733 \cdot 10^{-4}}{0,140} = 290,821 \text{ kN} \quad (5.6.5-8)$$

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad (5.6.5-10)$$

$$0,387 + \left(1 - \frac{290,821}{1534,4 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^6}\right) (2,0,536 - 1)^2 = 0,388 \leq 1,0$$

(5.6.5-11)

Vyhovuje

5.6.6 Posouzení průhybu

Při posudku průhybu je nutné užít charakteristických hodnot zatížení. Pro vyhodnocení průhybu na spojitém nosníku bude použit výpočetní software Nexis.3.2.

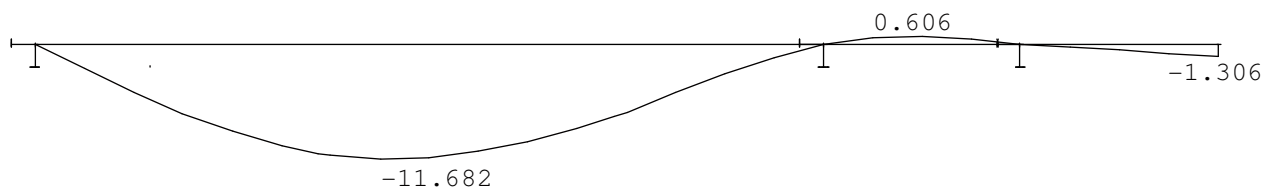
Maximální dovolený průhyb má pro nosníky jeřábové dráhy přísnější kritéria než pro konstrukce pozemních staveb. Hodnota maximálního průhybu je pro osy y i z shodně vyčíslena zlomkem $\delta_{lim} = \frac{l}{600}$.

U nosníků jeřábové dráhy je velice neefektivním řešením ke zmenšení průhybu nadvýšení nosníku, jež je pro nosníky menších rozpětí a dimenzí obtížněji realizovatelné. Je tedy lepší zvolit větší profil splňující předepsané hodnoty maximálních deformací dle mezního stavu použitelnosti, který bude méně využit. To může prodloužit životnost z nosníku z hlediska únavového namáhání. V konečném důsledku je tento návrh ekonomičtější, než snaha docílit co nejsubtilnějšího průřezu s vysokými nároky na výrobu a s tím spojenými finančními náklady. Rovněž nadvýšení, pokud by bylo necitlivě zvoleno, by se mohlo negativně podepsat na funkci mostového jeřábu.

Pro tento konkrétní případ jeřábové dráhy by mohl být hlavní nosník navrhnut profilu HEB 240 a na mezní stav únosnosti by více než dostačoval (využití 91%). Avšak kritéria mezního stavu použitelnosti splňuje až profil HEB 280 (využití 56%).

$$\delta_{lim} = \frac{l}{600} = \frac{8000}{600} = 13,33mm$$

(5.6.6-1)

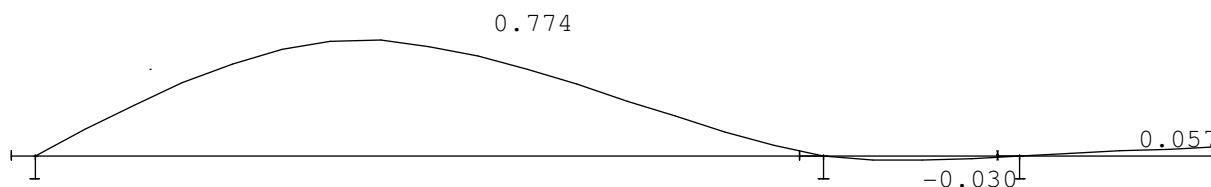


Maximální průhyb nosníku jeřábové dráhy dle programu Nexis 32. v ose y

$$\delta_{lim,y} = \frac{l}{600} = \frac{8000}{600} = 13,33mm \leq \delta_y = 11,682mm \quad (5.6.6-2)$$

Vyhoví

Je patrné, že průhyb v ose z, rovněž vyhoví. Pro kontrolu je možné provést ověřující výpočet.



Maximální průhyb nosníku jeřábové dráhy dle programu Nexis 32. v ose z

$$\delta_{lim,y} = \frac{l}{600} = \frac{8000}{600} = 13,33mm \leq \delta_y = 0,774mm \quad (5.6.6-3)$$

Vyhoví

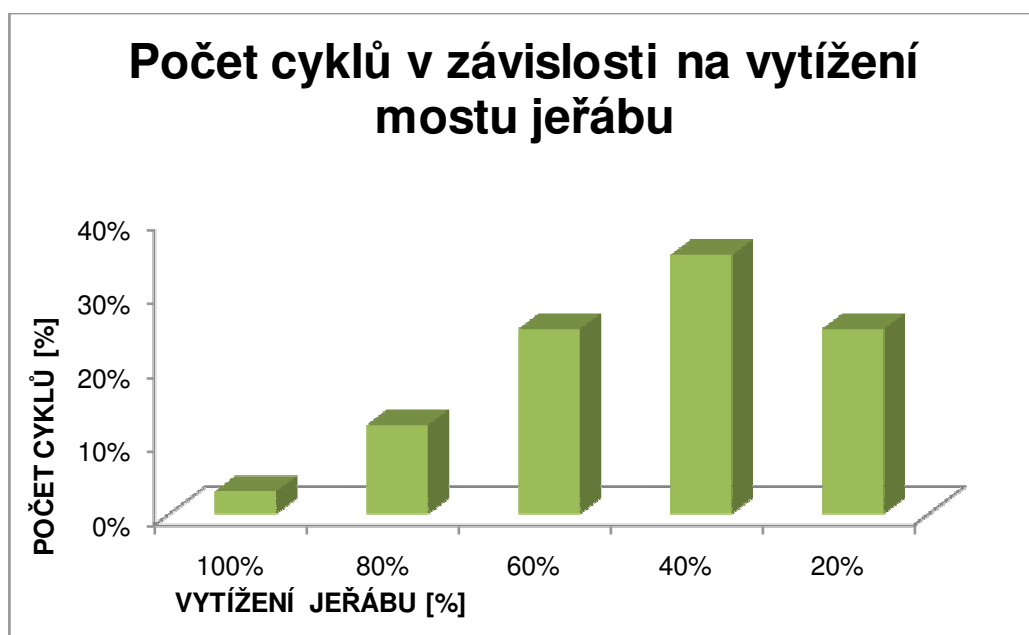
5.6.7 Posouzení únavy

Jeřáb vyvozuje největší kolovou sílu $Q_{r,d} = 58,998 kN$. Požadavkem investora je minimální životnost jeřábové dráhy 20 let. Po poradě s technologem firmy Ferrcomp a.s. byl stanoven počet cyklů a spektrum zatížení tvořící vstupní údaje výpočtu.

Vzhledem k nepřetržitému provozu v navrhovaném výrobním objektu byl počet cyklů stanoven následovně. Během jedné směny je předpokládáno 160 pojezdů mostu jeřábu. Vzhledem k odpolednímu a nočnímu provozu je tedy uvažováno s 480 pojezdy jeřábu v jeden pracovní den. Během dvacetileté předpokládané životnosti je tedy uvažováno s $3,504 \cdot 10^6$ zatěžovacími cykly. Tzn. přibližně $4 \cdot 10^6$ zatěžovacích cyklů při zachování určité rezervy. Vzhledem k tomu, že firma Ferrcomp a.s. se v současné zabývá výrobou dílců věžových stavebních jeřábů, technolog nepředpokládá enormní zatěžování mostového jeřábu blížící se jeho maximální nosnosti. Stanovené spektrum zatížení je proto určeno následující tabulkou a grafem.

Vytížení [%]	Počet cyklů [%]
100	3
80	12
60	25
40	35
20	25

Spektrum zatížení navržené pro jeřábovou dráhu rekonstruované haly



Graf závislosti počtu cyklů v závislosti na vytížení mostu jeřábu

Hlavní nosník jeřábové dráhy je válcovaný profil HEB 280, oceli S235. Průřez je 1. třídy. Dynamický součinitel δ má hodnotu 1,1. Horní pásnice je vrtána dírami o průměru 17mm pro šrouby přichytek pružného uložení kolejnice JK 65.

Největší účinky od pohyblivého zatížení v kritickém průřezu (charakteristické hodnoty)

Největší síla s vlivem dynamických účinků:

$$F_{Ed} = Q_{ck} \gamma_{f1} \delta = 43,702 \cdot 1,1 \cdot 1 = 48,0722 \text{ kN} \quad (5.6.7-1)$$

Největší ohybový moment (s uvažováním vlastní tíhy):

$$M_{ed} = 105,674 \text{ kNm}$$

Největší reakce při postavení M_{\max} (s uvažováním vlastní tíhy):

$$V_{Ed} = 124,489 \text{ kN}$$

Při započítání vlastní tíhy se nachází kritický průřez pro maximální posouvající sílu ve stejném místě jako pro ohybový moment (ověřeno interačním výpočtem).

Největší napětí od únavového zatížení v krajních vláknech je:

$$\sigma_{x,max} = \frac{M_{Ed}}{W_{y,el}} = \frac{105\,674}{1534,4 \cdot 10^{-6}} = 68,870 \text{ MPa} \quad (5.6.7-2)$$

$$\sigma_{x,min} = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_x = \sigma_{x,max} - \sigma_{x,min} = 68,870 \text{ MPa} \quad (5.6.7-3)$$

Posudek pásnice v místě otvoru pro šroub

Tento spoj odpovídá kategorii detailu 90. Mez únavy při konstantní amplitudě je tedy určena vztahem dle ČSN EN 1993-1-9 odstavce 7.1. (2). [19].

$$\Delta\sigma_D = \sqrt[3]{\frac{2}{5}} \Delta\sigma_C = \sqrt[3]{\frac{2}{5}} 90 = 65,790 \text{ MPa} \quad (5.6.7-4)$$

Prahový rozkmit napětí je pak určen dle ČSN EN 1993-1-9 odstavce 7.1. (3). [22].

$$\Delta\sigma_L = \sqrt[5]{\frac{2}{5}} \Delta\sigma_D = \sqrt[3]{\frac{2}{5}} 65,79 = 36,119 \text{ MPa}$$

(5.6.7-5)

Mezní počet cyklů je pak určen následující tabulkou a celkové poškození detailu je pak určeno následující tabulkou. V hodnocení únavy bylo vzhledem k povaze výroby zvoleno metoda bezpečné životnosti s možnými závažnými důsledky porušení součinitel $\gamma_M = 1,35$.

Procento vytížení	$\Delta\sigma$ [Mpa]	$\Delta\sigma \cdot \gamma_{Mf}$ [Mpa]	Procento cyklů [%]	Počet cyklů [$n_i/10^6$]	$N_i/10^6$	n_i/N_i
100	68,70	92,75	3	0,12	1,07	0,112
80	54,96	74,20	12	0,48	8,37	0,057
60	41,22	55,65	25	1,00	41,31	0,024
40	27,48	37,10	35	1,40	195,21	0,007
20	13,74	18,55	25	1,00	1115,47	0,001
celkem				4,00		0,20
γ_M	1,35					
Kategorie detailu	90					
Mez únavy	65,79 MPa					
Prahový rozkmit	36,119 MPa					

Z následující tabulky je patrné, že navrhovaný detail vyhovuje pro zvolený počet cyklů a navrhované spektrum zatížení.

$$D_d = \sum_i \frac{n_i}{N_i} = 0,2 < 1$$

(5.6.7-6)

Navrhovaný detail vyhoví

6 Návrh a posouzení hlavních nosných spojů

Vzhledem k tomu, že rekonstruovaná konstrukce bude z velké části odstraněna, ale zároveň budou provedeny jen malé zásahy do ponechaných nosných prvků posuzované haly, nových přípojí, které bude nutné posoudit, bude podstatně menší množství, než posuzovaných prvků v předešlé kapitole.

Spoje, které jsou předmětem řešení této kapitoly jsou vztaženy především k nově zřizovaným vazníkům, konzolám jeřábové dráhy a spojům prvků v netypické vazbě v čele haly.

Je nutné podotknout, že většina spojů, s ohledem na charakter rekonstrukce a zamýšlený pracovní postup, je navržena jako svařovaná. Jedná se především o spoje v oblasti typických vazeb regálové haly, kde jsou možné jisté výrobní inperfekce, které by při použití šroubových spojů mohly vést ke komplikacím při montáži.

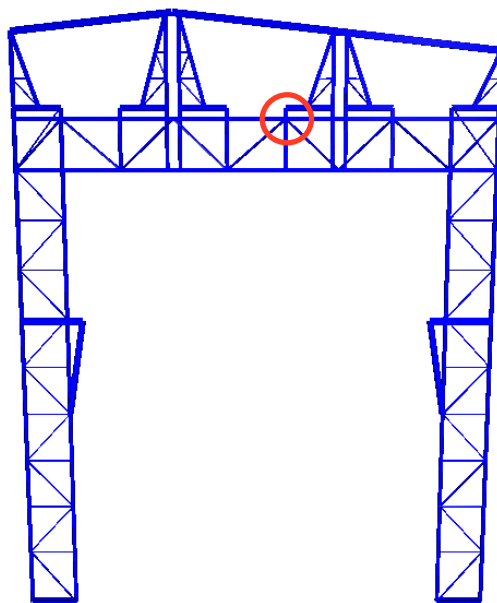
Prvky u kterých jsou možné šroubové spoje, jsou tyto preferovány, s ohledem na zrychlení postupu rekonstrukce a zmenšení staveništní pracnosti.

6.1 Spoje typických vazeb regálové haly

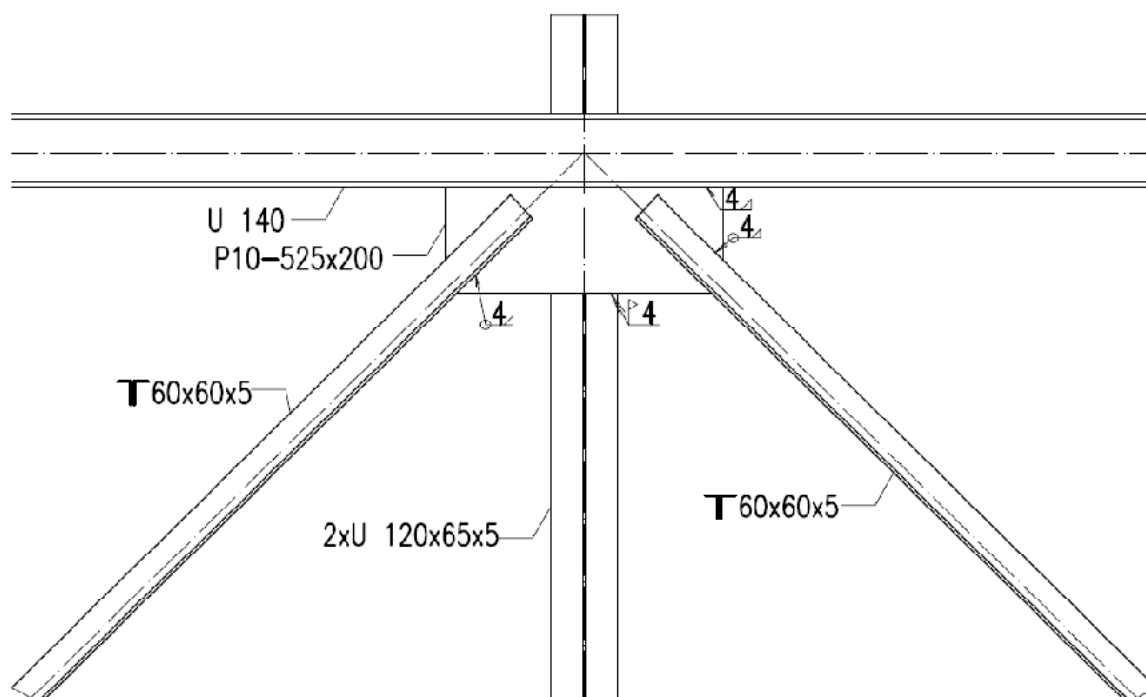
Spoje typických vazeb regálové haly jsou realizovány přednostně jako svarové, a to z důvodu možných výrobních odchylek rekonstruovaných konstrukcí. Spoje budou navrženy na nejextremnější vnitřní síly vznikající na jednotlivých prvcích konstrukce, ty vznikají v nejzatíženější vazbě (1. typická vazba) se zatěžovací šířkou 9,1m.

6.1.1 Spoj diagonál příhradového vazníku

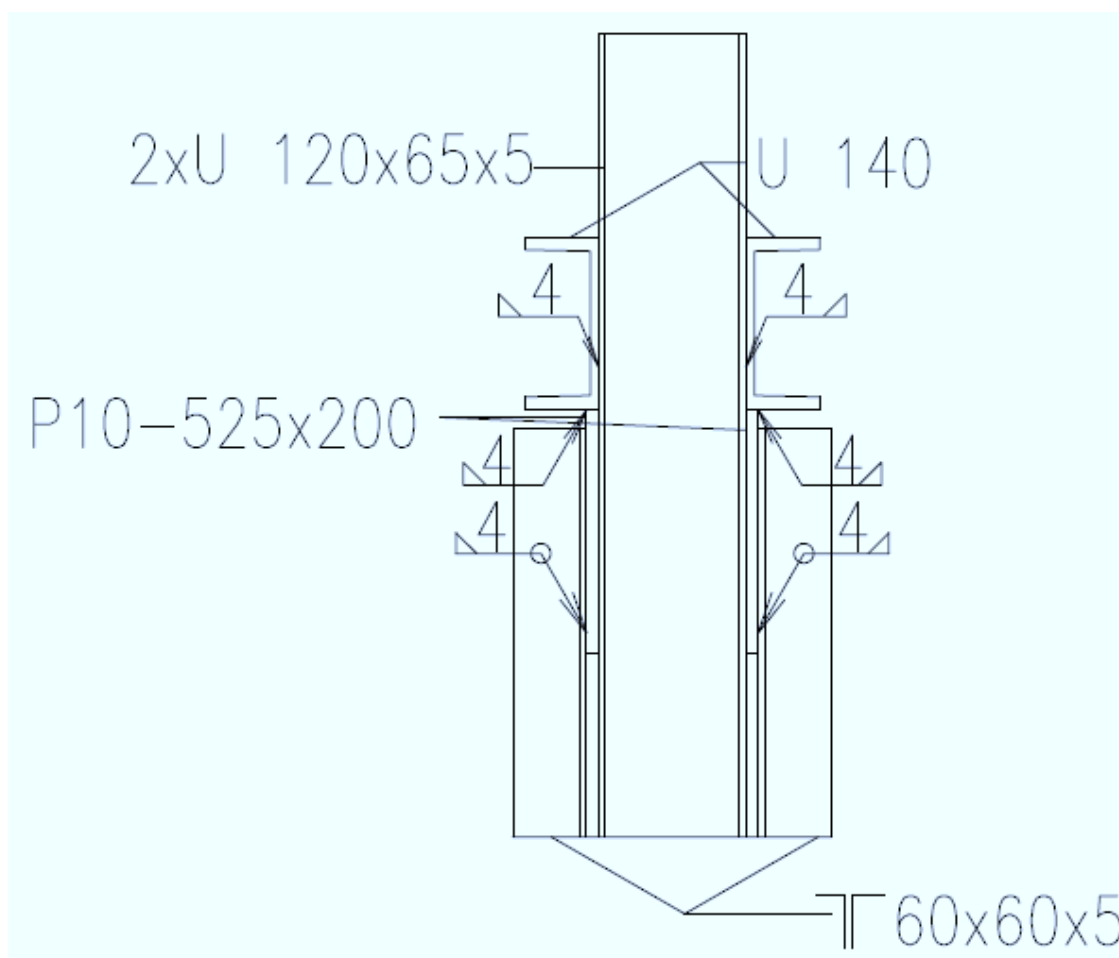
Diagonály jsou tvořeny dvojicí úhelníků 60x60x6mm, které jsou připojeny na pásy vazníků pomocí styčnickového plechu P10-525x200mm. Úhelníky jsou připojeny pomocí koutového svaru ($a=4\text{mm}$) na styčnickový plech, který je připojen na pásy vazníku pomocí koutového svaru ($a=5\text{mm}$).



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Detail připojení-Pohled (Detail A, ve výkresové dokumentaci)



Detail připojení-Řez (Detail B, ve výkresové dokumentaci)

Posudek připojení diagonál

Posudek bude proveden zjednodušenou metodou pro posuzování svarových spojů. Délka svarového spoje je rovna **430mm** (při ovaření úhelníku dokola).

-navržena účinný rozměr svaru $a=4\text{mm}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta \cdot \gamma_{m2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,846 \text{ MPa}$$

(6.1.1-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 430 \cdot 4 \cdot 207,846 = 357,496 \text{ kN}$$

(6.1.1-2)

Maximální tahová normálová síla vznikající v dvojici diagonál je 196,728 kN (viz. kap. 5.2.4). Tato síla je největší vznikající silou v diagonálách typických vazeb. Vyhoví-li tento posudek, všechny diagonály automaticky jistě vyhoví.

$$F_{w,Rd} = 357,496 \text{ kN} \geq F_{Ed} = \frac{N}{2} = \frac{196,728}{2} = 98,364 \text{ kN}$$

(6.1.1-2)

Vyhoví

Posudek připojení diagonál

Posudek bude proveden zjednodušenou metodou pro posuzování svarových spojů. Délka svarového spoje je rovna **525mm**.

-navržena účinný rozměr svaru **a=4mm**

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 525 \cdot 4 \cdot 207,846 = 436,477 \text{ kN}$$

(6.1.1-3)

Maximální tahová normálová síla vznikající ve styčnicku diagonál je 196,728+42,956 kN (viz. kap. 5.2.4). Pro vyhodnocení bylo použito obalové křivky normálových sil. Maximální síla v diagonálách a následně ve styčnicku bude tedy ve skutečnosti nižší.

Koutový svar, připojující horní (dolní) hranu nebude možné provést v každém styčnicku diagonál, proto není zahrnut do únosnosti (je pouze konstrukční).

$$F_{w,Rd} = 357,496 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 196,728 + 42,956 = 239,684 \text{ kN}$$

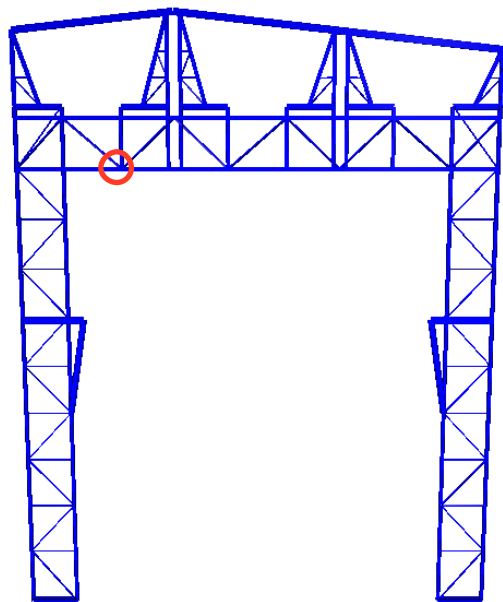
(6.1.1-4)

Vyhoví

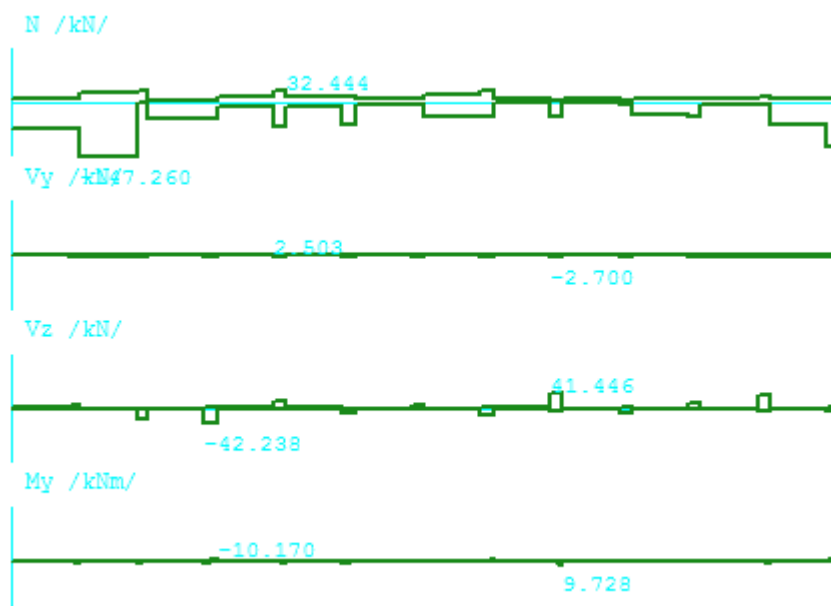
6.1.2 Posudek přípoje sloupů a pásů vazníků

Horní a dolní pás vazníku je připojen ke sloupům a diagonálám koutovými svary (viz. obrázek kap.6.1.1 a výkresová dokumentace) o účinném rozměru 4mm. Délka svaru bude rovna dvojnásobku délky pásnice U profilu (2x65mm). Svary budou namáhány normálovou silou a ohybovým momentem. Aby bylo možné použít zjednodušeného posudku, momentové namáhání je nutné rozložit na dvojici sil. Pro posudek svaru bude opět použito obalových

křivek jednotlivých složek vnitřních sil. Výsledné namáhání tedy bude daleko nižší. Pokud vyhoví tento posudek, jistě vyhoví i ostatní svary.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Obalová křivka všech vnitřních sil na sloupech a diagonálách (zbytcích původních sloupů)

Maximální normálová síla a ohybový moment bude rozdělen na dvojice profilů U140. A následně na jeden nejzatíženější svar.

$$F_{Ed} = \frac{N}{4} + \frac{M/e}{2} = \frac{147,260}{4} + \frac{9,876/0,12}{2} = 77,965 \text{ kN}$$

(6.1.2-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 130,4 \cdot 207,846 = 108,080 \text{ kN}$$

(6.1.2-2)

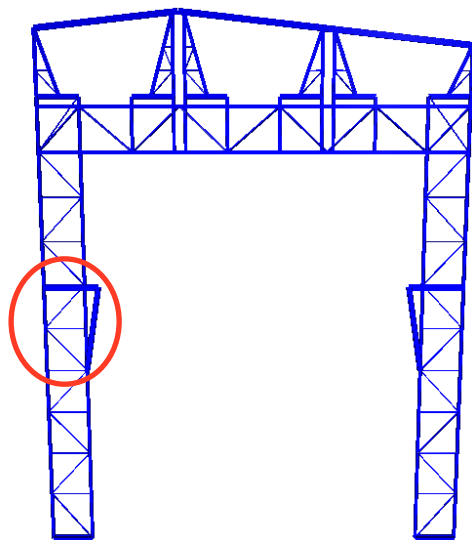
$$F_{w,Rd} = 108,080 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 77,965 \text{ kN}$$

(6.1.2-3)

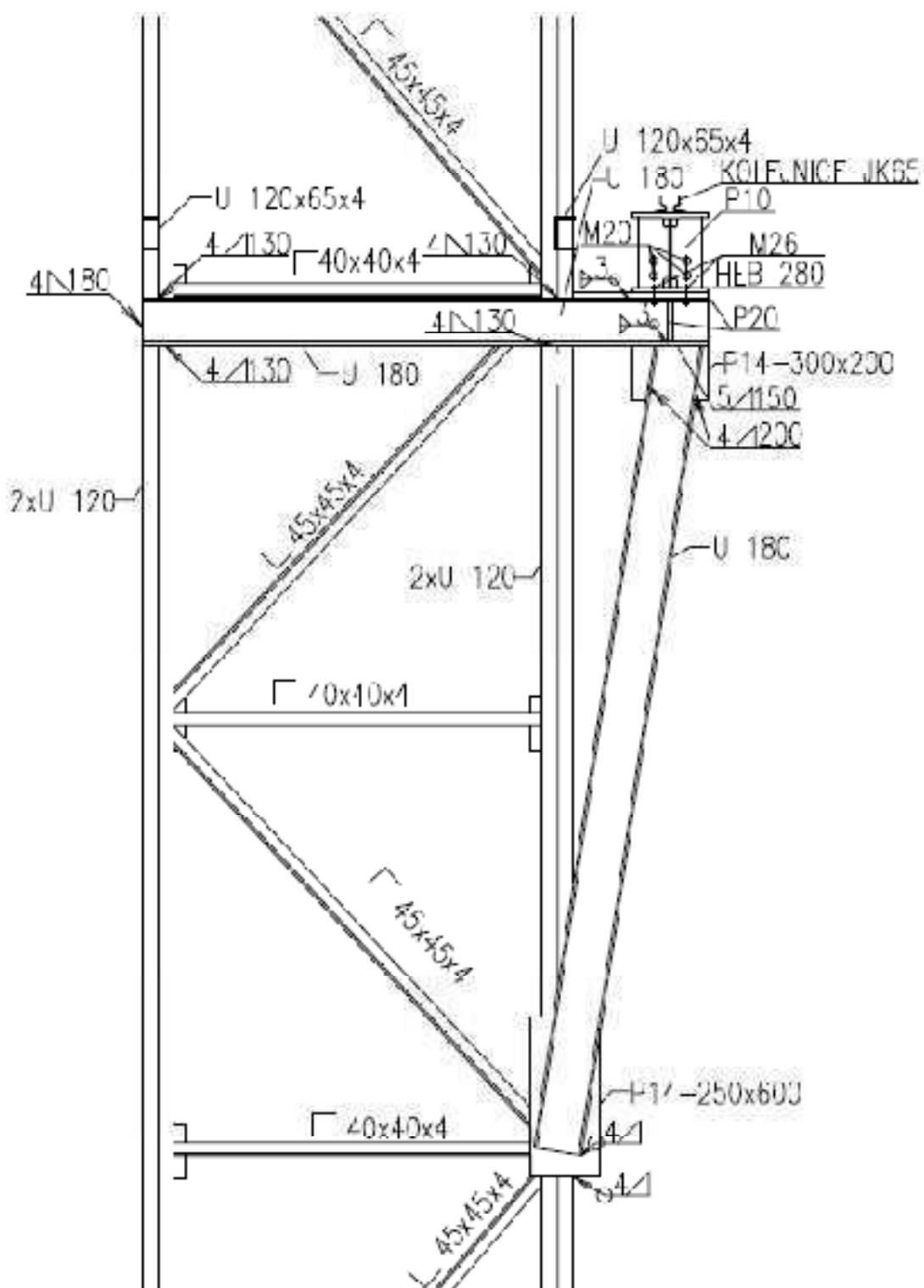
Vyhoví

6.1.3 Posudek spoje konzol jeřábové dráhy a sloupů regálové haly

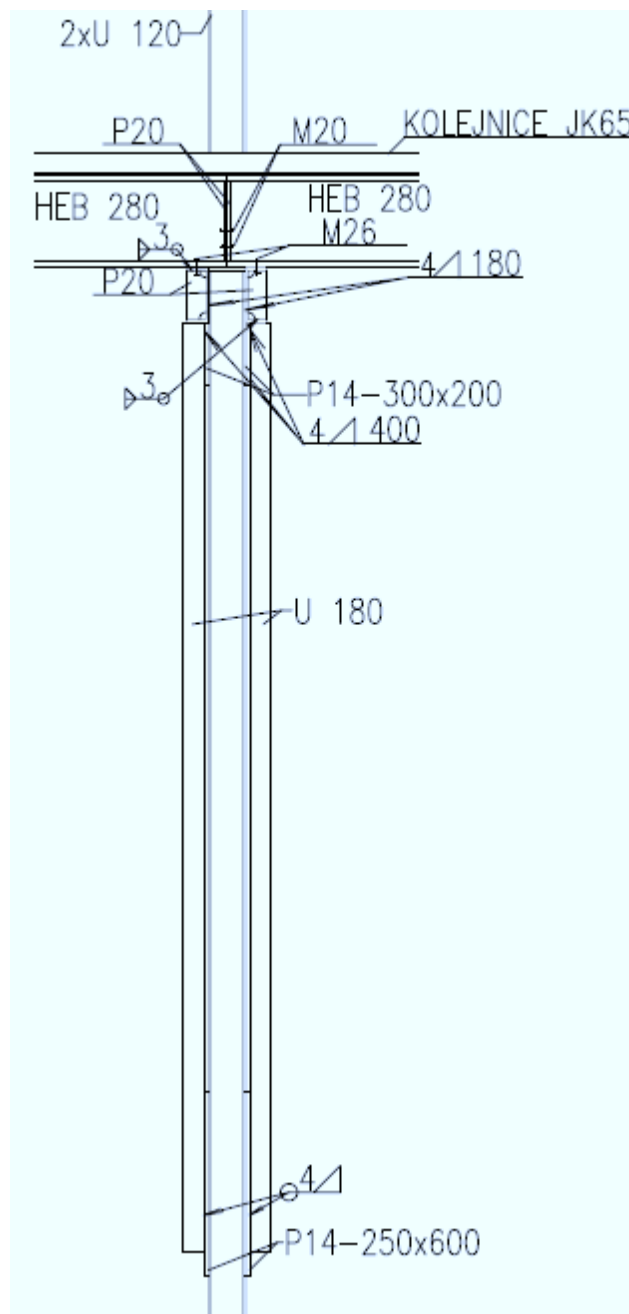
Konzoly jeřábové jsou tvořeny dvojicí profilů U180mm. Tyto jsou připojeny na pásy sloupů. Sloupy jsou tvořeny dvojicí profilů U120mm. Pásnice profilu U120 má šířku 55mm, délka svaru bude tedy rovna 110mm. Další koutový svar tohoto připojení je realizován po výšce průřezu U 180 a je připojen k sloupům (dvojice U120).



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Čelní pohled na spoje konzoly jeřábové dráhy (Detail C, ve výkresové dokumentaci)



Boční pohled na spoje konzoly jeřábové dráhy (Detail D, ve výkresové dokumentaci)

Posudek přípoje konzoly u vnitřního sloupu

Maximální vnitřní síly na konzole jsou převzaty z kapitoly 5.4.12. Maximální síly působící na přípoj konzoly a z tohoto na zatíženější svar jsou určeny následovně.

$$F_{vd} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} = \frac{4,449}{2} + \frac{10,356}{0,12} = 90,749 \text{ kN}$$

(6.1.3-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 180 \cdot 4 \cdot 207,846 = 149,649 \text{ kN}$$

(6.1.3-2)

$$F_{w,Rd} = 149,649 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 90,749 \text{ kN}$$

(6.1.3-3)

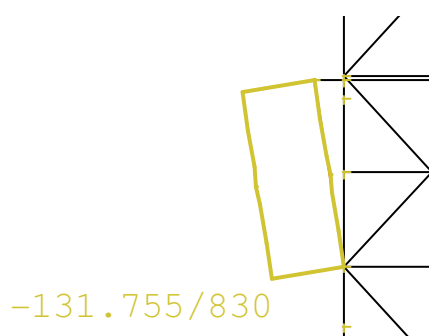
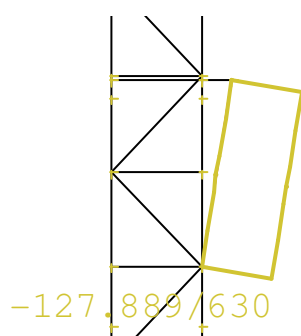
Vyhoví

Posudek přípoje konzoly u vnějšího sloupu

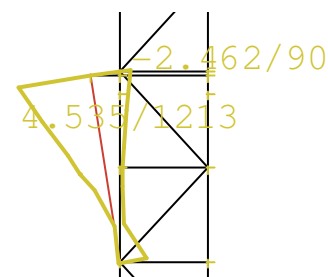
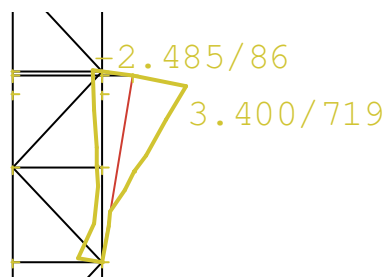
Maximální vnitřní síly na konzole jsou převzaty z kapitoly 5.4.12. Vnitřní síly jsou u vnějšího líce sloupu daleko menší než u vnitřního. Navrhovaný svar, který je stejný jako u vnitřního líce, tedy jistě vyhoví.

Posudek přípoje vzpěry a konzoly

V tomto detailu je navržen koutový svar o účinném rozměru 5 mm a délce 160 mm mezi konzolou (U180) a vzpěrrou (U180). Dále bude proveden koutový svar mezi plechem a profilem (U 180) o účinném rozměru 4 mm a délce 400 mm (dle obrázku). V tomto spoji nevznikají velké tahové síly. Tento spoj tedy jistě vyhoví.



Obalová křivka normálových sil



Obalová křivka ohybových momentů

$$F_{vd} = \frac{M}{e} = \frac{4,535}{0,18} = 25,194 \text{ kN}$$

(6.1.3-4)

$$F_{w,Rd(a=5)} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 160.5.207,846 = 166,277 \text{ kN}$$

(6.1.3-5)

$$F_{w,Rd(a=4)} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 400.4.207,846 = 332,554 \text{ kN}$$

(6.1.3-6)

$$F_{w,Rd} = 166,277 + 332,554 = 498,831 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 90,749 \text{ kN}$$

(6.1.3-7)

Vyhoví

Posudek přípoje dolní části vzpěry na styčnickový plech

Profil vzpěry (U180) je připojen na styčnickový plech o rozměrech P10-600x250mm koutovými svary po celém obvodu vzpěry. Účinná tloušťka svaru je 4mm a délka 1150mm. Dle vnitřních sil vznikajících na konstrukci tedy přípoj jistě vyhoví.

$$F_{vd} = N + \frac{M}{e} = 131,755 + \frac{4,535}{0,18} = 169,554 \text{ kN}$$

(6.1.3-8)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 1150.4.207,846 = 956,092 \text{ kN}$$

(6.1.3-9)

$$F_{w,Rd} = 956,092 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 91,072 \text{ kN}$$

(6.1.3-10)

Vyhoví

Posudek přípoje styčnickového plechu při konzole

Styčnickový plech P14-300x200 je připojen koutovým svarem o účinné šířce 4mm a délce 200mm. Svar jistě vyhoví.



Posudek přípoje styčnickového plechu při sloupu

Styčnickový plech P14-600x250 je připojen koutovým svarem o účinné šířce 4mm a délce 1200mm. Svar jistě vyhoví.

6.2 Spoje netypické vazby v čele haly

Spoje netypické vazby jsou z velké části řešeny jako šroubové, zbytek spojů je řešen svarově. Šroubové spoje jsou použity zejména tam, kde jsou realizovány nové prvky konstrukce. Je tedy možné řídit a kontrolovat přesnost a předepsané tolerance pro užití šroubových spojů. Šroubové spoje jsou rovněž realizovány v těch detailech, kde se požaduje kloubové působení v přípoji. Svarové spoje jsou upřednostněny především při spojích stávajících a nově realizovaných prvků, kde do jisté míry nelze zajistit dostatečné tolerance pro použití šroubových spojů.

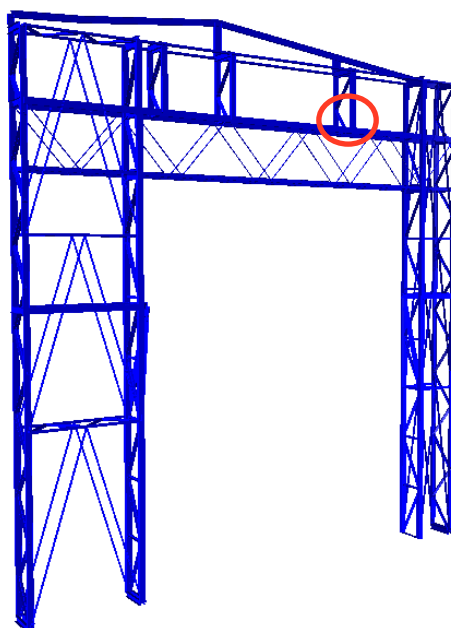
6.2.1 Posudek přípojů sloupů a horních pásů vazníků netypické vazby v čele haly

Přípoje sloupů a horního pásu vazníku jsou realizovány svarovými spoji. Vzhledem k možným odchylkám vzniklým montáží prvků. A také z důvodu složitosti přípojů v této části haly.

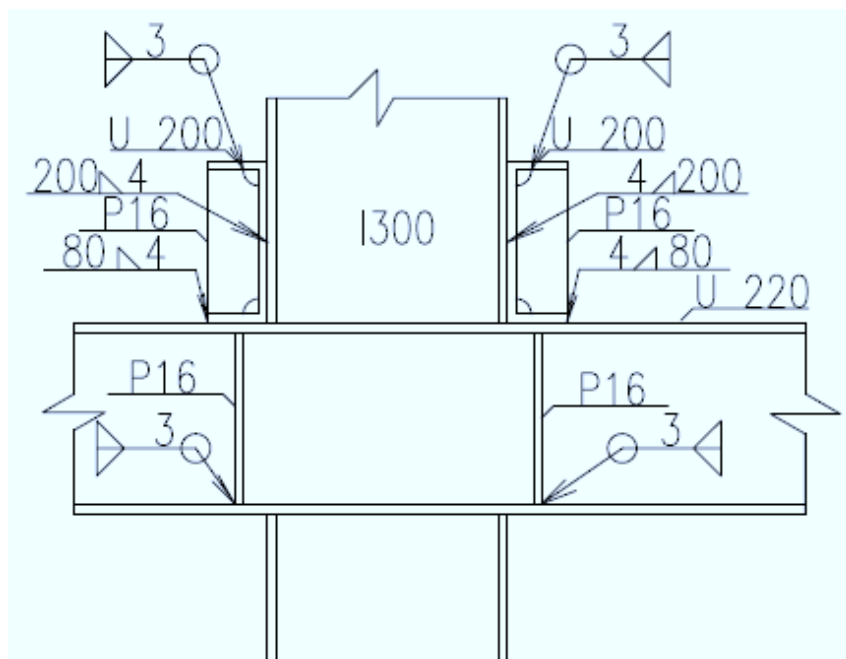
Připojení částí sloupů k vazníkům

Tento spoj je složitý především z toho důvodu, že sloupy jsou otočeny pásy kolmo k ose vazníků (viz. obrázek), není tedy možné jednoduché svarové připojení jako v případě charakteristické vazby. Dále musí být přípoj navržen tak, aby bylo možné realizovat konstrukci vazníku a až posléze pod jeho ochranou odstranit spodní části sloupů.

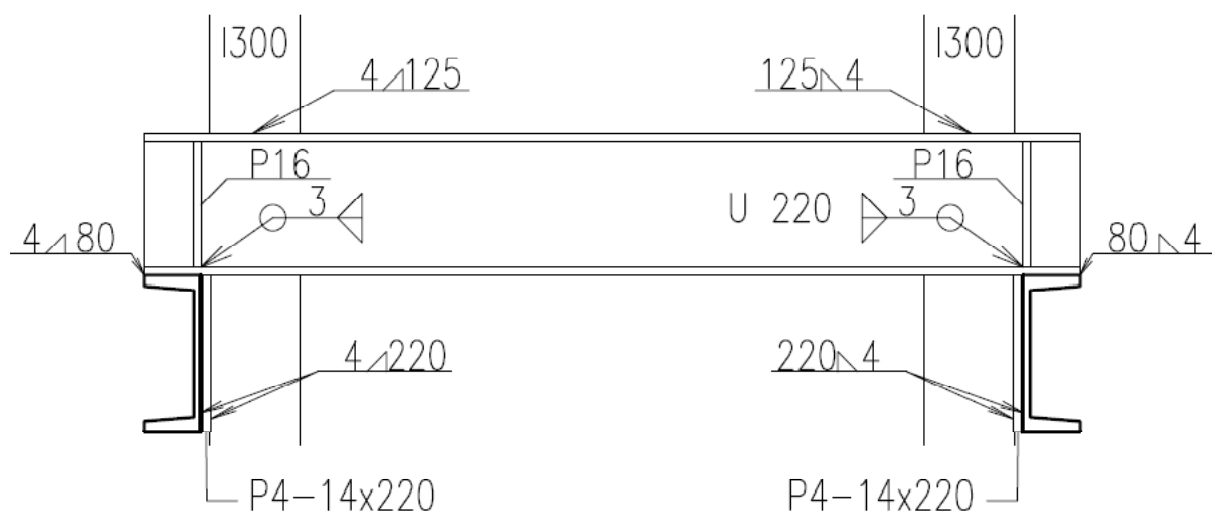
Spoj je tedy navržen takto. Na osu sloupů v čele haly bude příčně připojen oboustranně profil U200, pod tyto profily se oboustranně připojí horní pás vazníku. Po montáži dolního pásu a diagonál bude možné dolní části sloupů odstranit. Kvůli rozdílné tloušťce sloupů je pro stabilizaci pásů vazníku použito přivaření plechu koutovým svarem k pásu vazníku a sloupu. Svarové spoje budou realizovány viz. obrázek. Charakter spoje pro připojení na sloupy příhradových věží je stejný, proto budou pro posudek svarů vybrány globální extrémy z míst spojů.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na přípoj horní části sloupů a horního pásu vazníku (Detail F)



Řez kolmo na přípoj horní části sloupů a horního pásu vazníku (Detail F)

Posudek koutových svarů U200 a I300

Vnitřní síly jsou převzaty z obalových křivek v kapitole 5.3.1. pro posudek nejzatíženějšího svaru je nutné moment rozložit na sílu na rameni, síla na jeden svar dle vztahu 6.1.4-1.

$$F_{vd} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} = \frac{62,730}{2} + \frac{7,257}{0,3} = 55,555 \text{ kN} \quad (6.2.1-1)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 125 \cdot 4 \cdot 207,846 = 103,923 \text{ kN} \quad (6.2.1-2)$$

$$F_{w,Rd} = 103,923 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 55,555 \text{ kN} \quad (6.2.1-3)$$

Vyhoví

Posudek koutových svarů U200 a U220

Vnitřní síly jsou převzaty z obalových křivek v kapitole 5.3.1. pro posudek nejzatíženějšího svaru je nutné moment rozložit na sílu na rameni, síla na jeden svar dle vztahu 6.1.4-1.

$$F_{vd} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} = \frac{62,730}{2} + \frac{7,257}{0,3} = 55,555 \text{ kN} \quad (6.2.1-4)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 80,4 \cdot 207,846 = 66,511 \text{ kN}$$

(6.1.4-5)

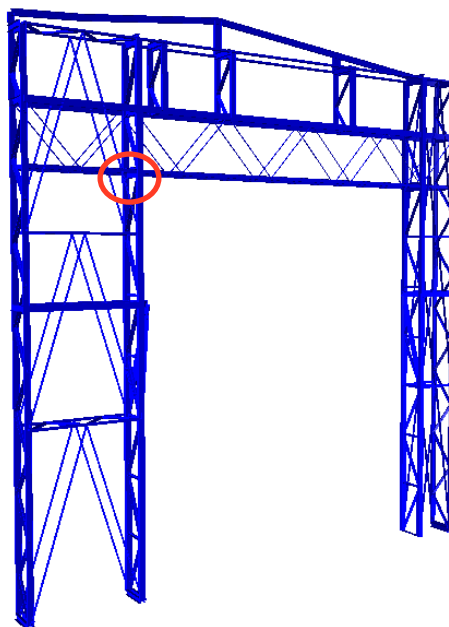
$$F_{w,Rd} = 66,511 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 55,555 \text{ kN}$$

(6.1.4-6)

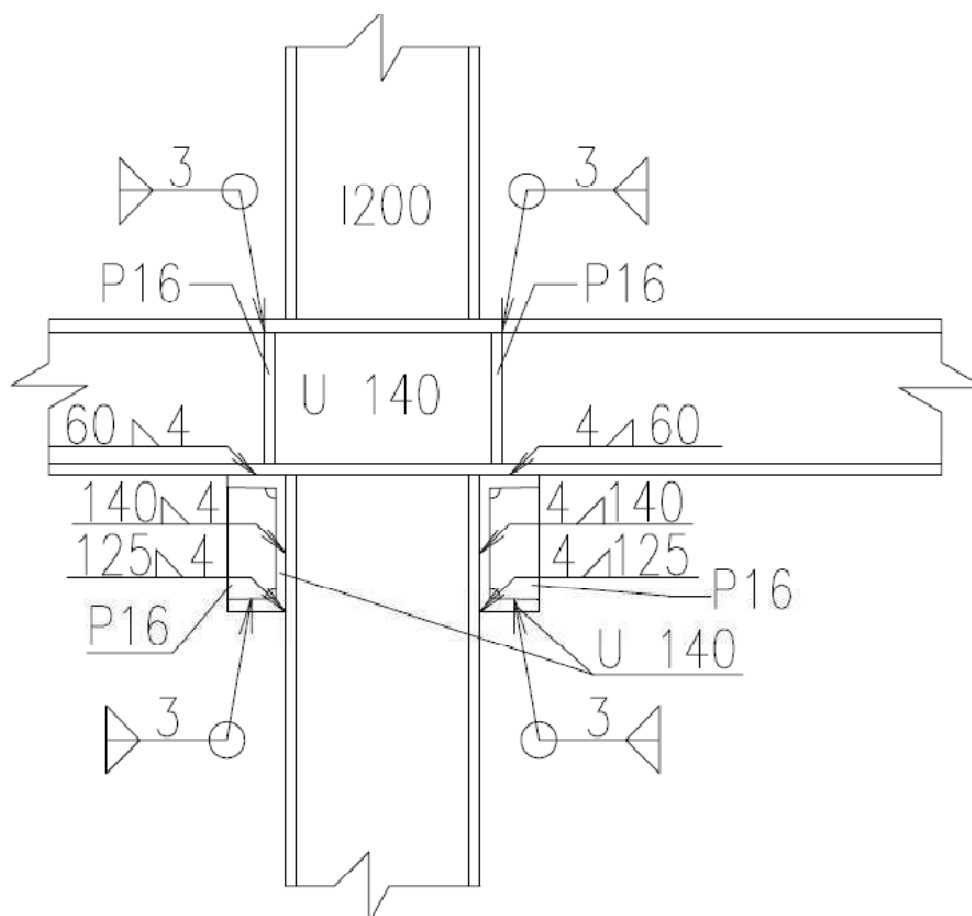
Vyhoví

6.2.2 Posudek přípoju sloupů a dolních pásů vazníků netypické vazby v čele haly

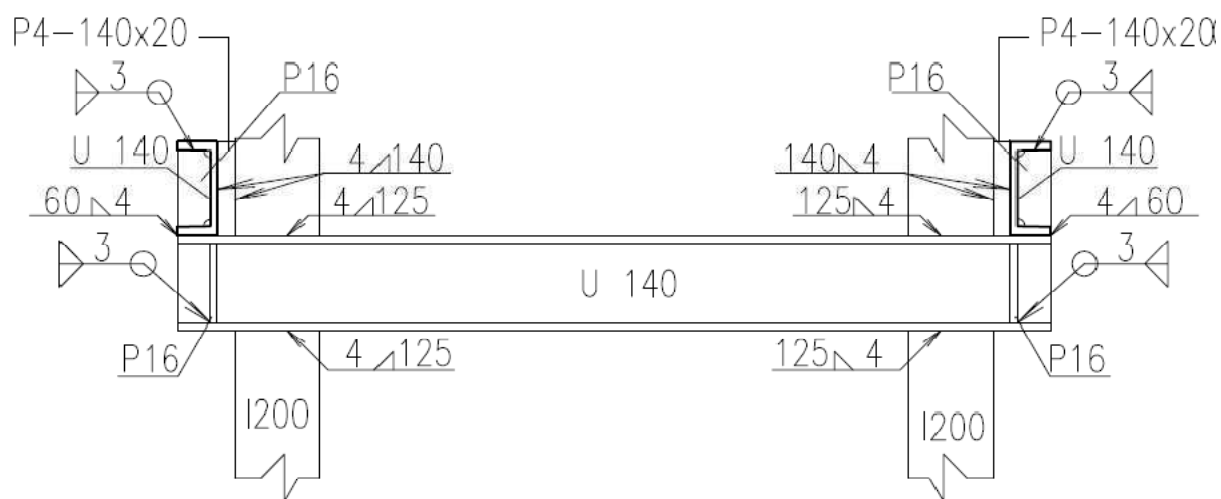
Spoj dolního pásu sloupů vazníků a sloupů je podobný spoji horního pásu s tím rozdílem, že příčné profily (U140) tvoří podpory pro dolní pás vazníku (U140). Pro zajištění pásu vazníku je použito stabilizace za pomoci plechu a koutových svarů (viz. obrázek), protože sloupy nejsou stejné tloušťky.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na spoj sloupu a dolního pásu vazníku (Detail K)



Řez na spoj sloupu a dolního pásu vazníku (Detail K)

Přípoj sloupu I300 a příčného profilu U140

$$F_{vd} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} = \frac{66,987}{2} + \frac{1,220}{0,16} = 39,594 \text{ kN}$$

(6.2.2-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 125.4 \cdot 207,846 = 103,923 \text{ kN}$$

(6.2.2-2)

$$F_{w,Rd} = 103,923 \text{ kN} \geq F_{vd} = 39,594 \text{ kN}$$

(6.2.2-3)

Vyhoví**Přípoj příčného profilu U140 a dolního pásu vazníku**

$$F_{vd} = \frac{N}{4} + \frac{M}{e} / 2 = \frac{66,987}{4} + \frac{1,220}{0,16} / 2 = 20,559 \text{ kN}$$

(6.2.2-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 66.4 \cdot 207,846 = 54,871 \text{ kN}$$

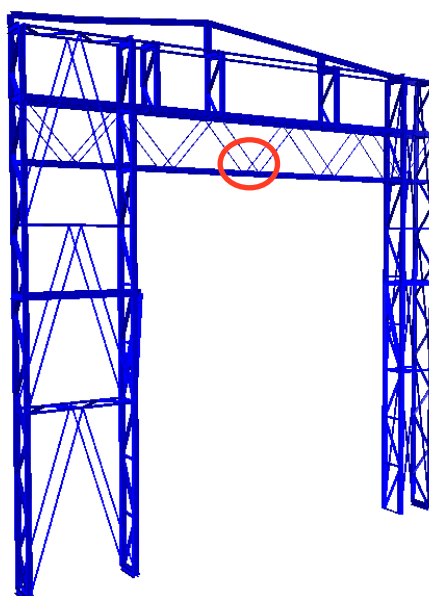
(6.2.2-2)

$$F_{w,Rd} = 54,871 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 20,559 \text{ kN}$$

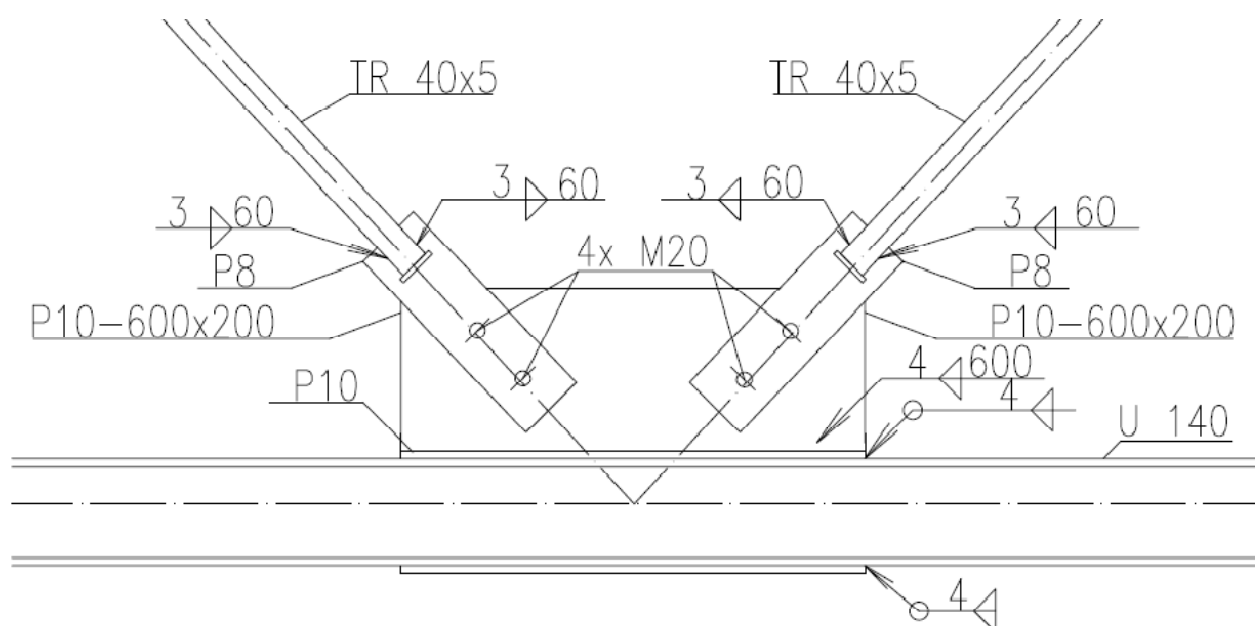
(6.2.2-3)

Vyhoví**6.2.3 Posudek přípoje diagonál vazníků netypické vazby v čele haly**

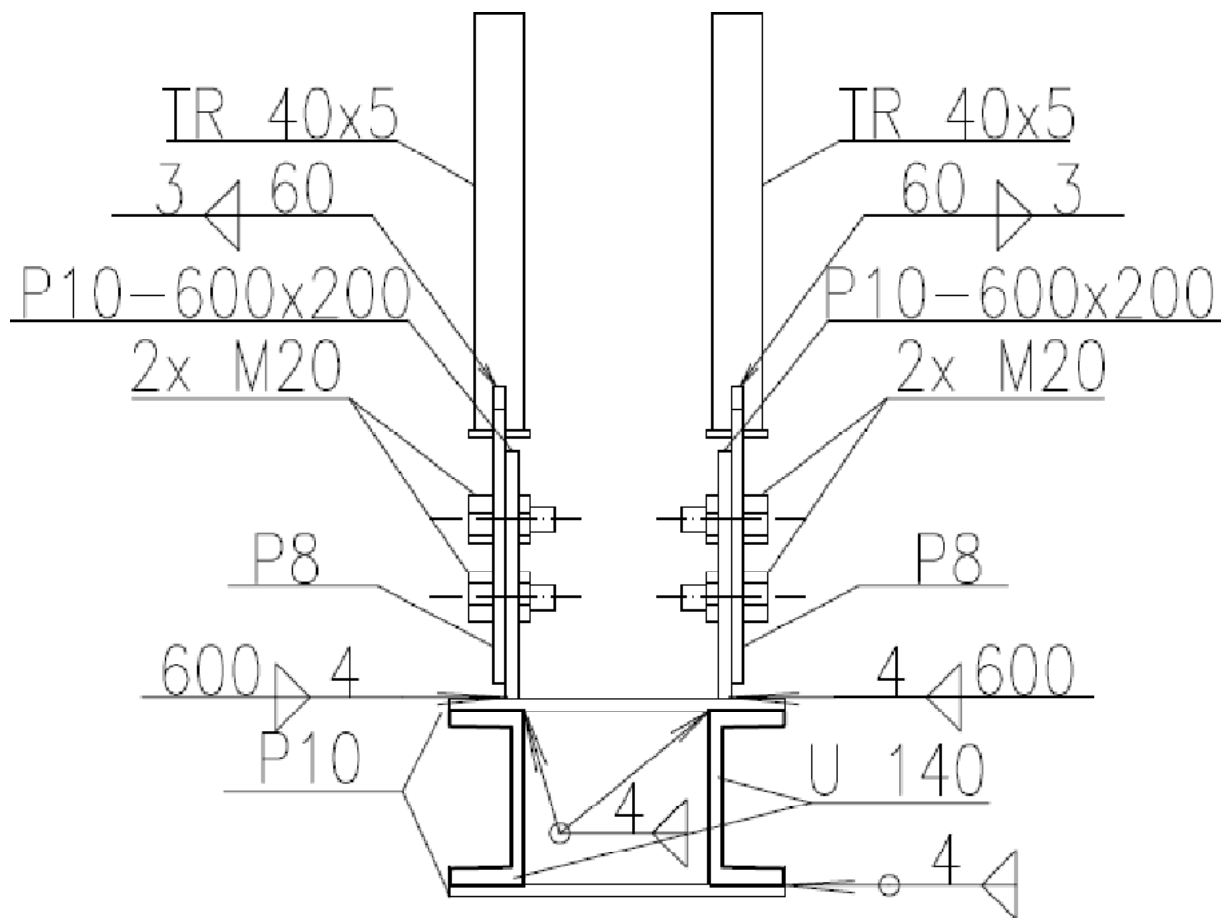
Diagonály vazníku jsou připojeny šroubovými spoji k styčnickovému plechu, který je přivařen k horním a dolním pásům vazníků (viz. obrázek). Použité šrouby jsou pevnostní třídy 8.9. Spoj bude namáhán na střih, kategorie šroubů bude A. Je nutný posudek na střih a otláčení základního materiálu. Vzhledem k tomu, že přípoj je stejný na dolním i horním pásu vazníku, postačí posudek extrémních sil, ostatní spoje jistě vyhoví.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na přípoj diagonál a dolního pásu vazníku (Detail G)



Řez kolmo na přípoj diagonál a dolního pásu vazníku (Detail G)

Přípoj styčnickového plechu P10-600x200 konstrukčního plechu P10

Maximální síly působící na svar budou největší tahové síly od dvojice diagonál (budou použity obalové křivky z kap. 5.3.4). Vzhledem k délce svaru spoj jistě vyhoví.

$$F_{vd} = N_{tah} + N_{tah,sousední,D} = 58,122 + 11,255 = 69,377 \text{ kN} \quad (6.2.3-1)$$

$$F_{w,Rd} = L.a.f_{vw,d} = 2.600.4.207,846 = 997,661 \text{ kN} \quad (6.2.3-2)$$

$$F_{w,Rd} = 997,661 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 69,377 \text{ kN} \quad (6.2.3-3)$$

Vyhoví

Přípoj diagonály TR 40x5 na styčníkový plech P8

Maximální síly působící na svar budou největší tahová či tlaková síla diagonály (budou použity obalové křivky z kap. 5.3.4). Vzhledem k délce svaru spoj jistě vyhoví.

$$F_{vd} = N_{max} = 58,122 \text{ kN} \quad (6.2.3-4)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.2 \cdot 60.3 \cdot 207,846 = 149,649 \text{ kN} \quad (6.2.3-5)$$

$$F_{w,Rd} = 149,649 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 58,122 \text{ kN} \quad (6.2.3-6)$$

Vyhoví

Šroubový přípoj diagonál mezi styčníkovými plechy P10 a P8

Navrženy šrouby M20 třídy 8.9 $f_{yb} = 600 \text{ N/mm}$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}$. Maximální síla 66,204 kN.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

Únosnost jednoho šroubu

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 800 \cdot 245}{1,25} = 78,400 \text{ kN} \quad (6.2.3-7)$$

$$F_{v,Rd} = 78,400 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = \frac{58,122}{2} = 29,061 \text{ kN} \quad (6.2.3-8)$$

Navrhovaný spoj Vyhoví

Posudek otlačení styčníkových plechů

Otlačovat se bude tenčí ze styčníkových plechů, tedy krátký tažený plech připojený k trubce diagonály koutovými svary.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,528 \cdot 360 \cdot 24,8}{1,25} = 72,900 \text{ kN} \quad (6.2.3-9)$$

$$k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{50}{30} - 1,7 = 2,966 \right] = 2,5 \quad (6.1.6-10)$$

$$\alpha_b = \min \left[\begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 d_0} = 0,556 \\ \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \cdot 30} - 0,25 = 0,528 \end{array} \right] = 0,528 \quad (6.2.3-11)$$

$$F_{b,rd} = 72,900 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = \frac{58,122}{2} = 29,061 \text{ kN} \quad (6.2.3-12)$$

Navrhovaný spoj Vyhoví

Svarový přípoj konstrukčních plechů P10 a profilů U140

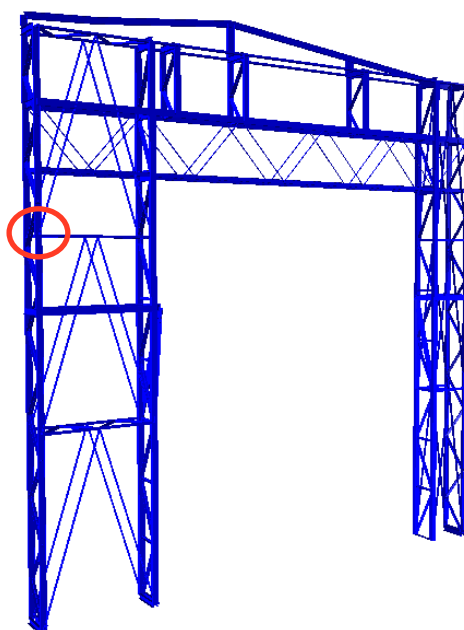
Není vzhledem k délce svaru nutné posuzovat. Spoj jistě vyhoví. Plech je na dolní pásy nosníku navařen z důvodu lepšího roznosu napětí a umožňuje lepší spolupůsobení profilů tvořící dolní pás.

Stejný detail bude proveden i u připojení diagonál při horním pásu vazníku.

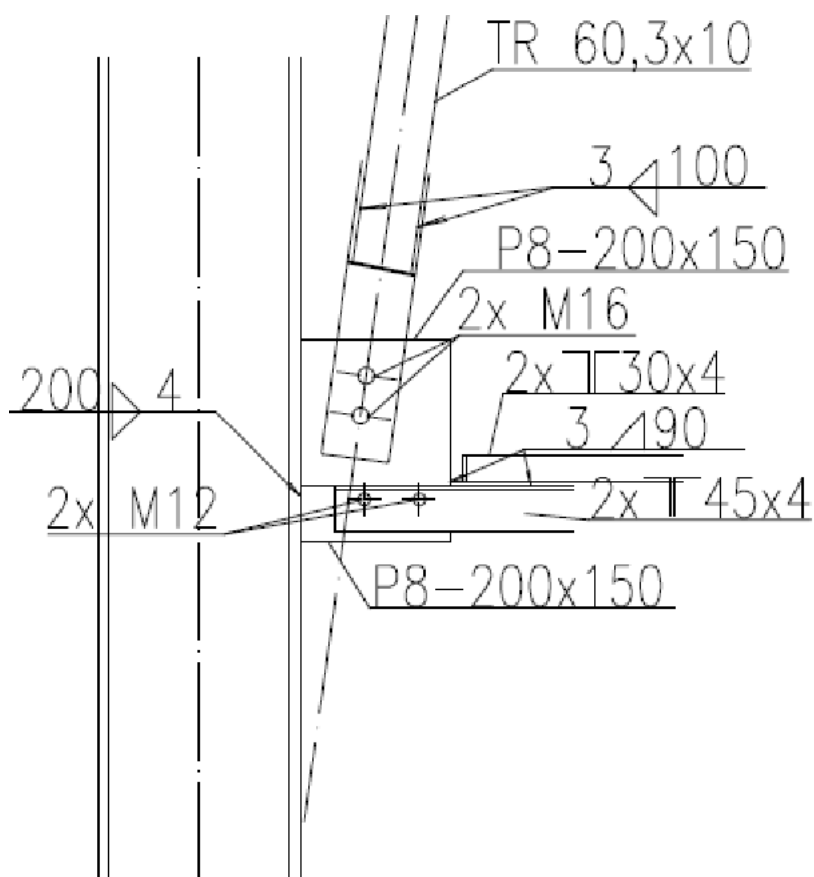
6.2.4 Posudek přípoje sloupových příhradových ztužidel mezi sloupy netypické vazby v čele haly

Pásy ztužidel tvoří dvojice úhelníků 45x45x4mm tyto profily jsou připojeny šroubovými (2x M12 8.9.) spoji na styčnickové plechy P8-150x60 koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 60mm na každé straně (viz. obrázek). Příhradová výplň mezi pásy je tvořena dvojicemi úhelníků 30x30x4mm. Ty jsou připojeny svarovými o účinné tloušťce 3mm a délce 90mm.

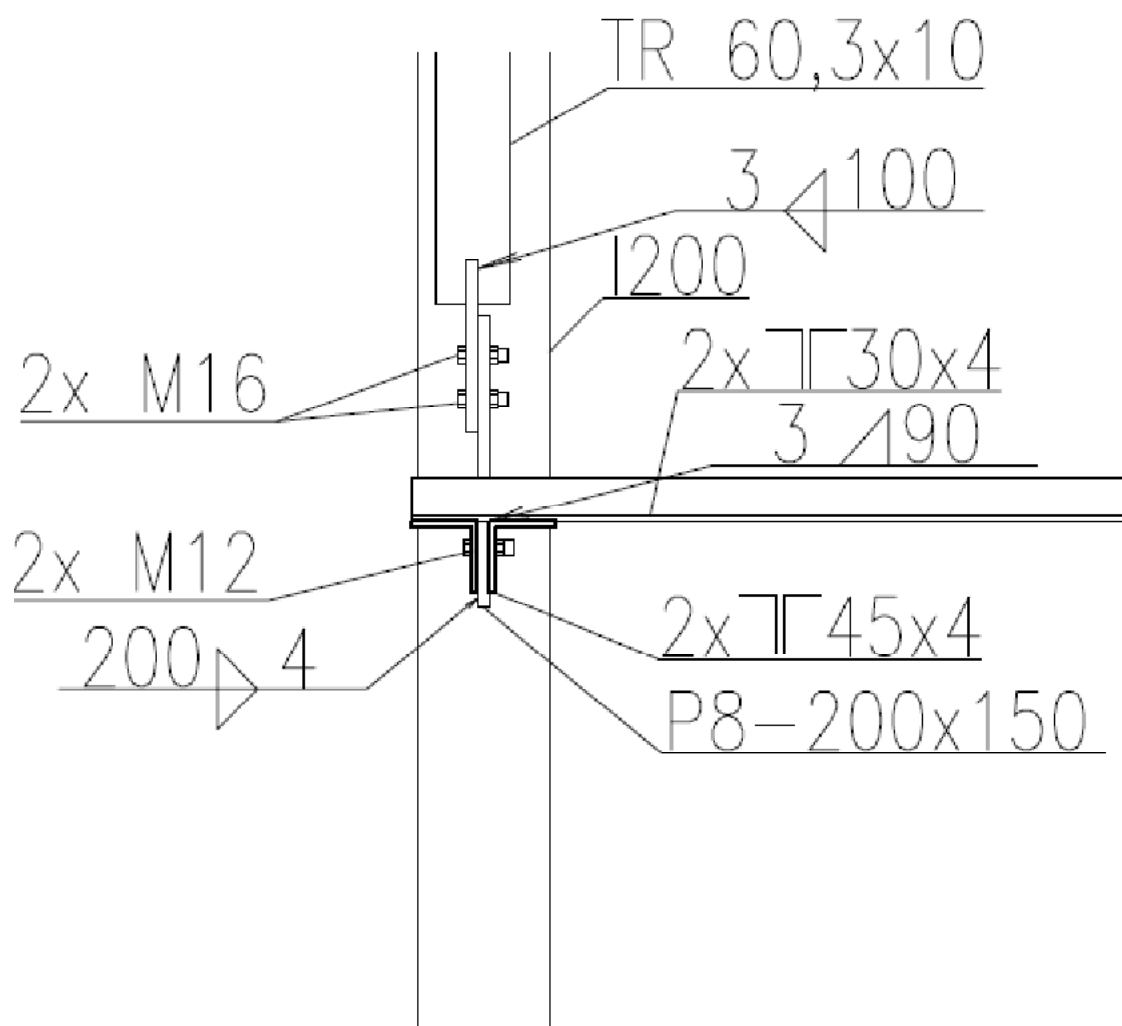
Vnitřní síly jsou převzaty z obalových křivek kap. 5.3.9.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na spoje příhradové výplně mezi sloupy netypické vazby (Detail H)



Pohled na spoje příhradové výplně mezi sloupy netypické vazby (Detail H)

Posudek svaru styčnickového plechu P8 a I200

$$F_{vd} = N_{diagonály} + N_{příhradoviny} + N_{diagonály} \cdot e = 26,910 + 11,153 + 26,910 \cdot 10,12 = 41,292 \text{ kN} \quad (6.2.4-1)$$

Aby bylo možné použít zjednodušenou metodu výpočtu, je nutné určit vektorovou výslednici sil působících na svar. To však není nutné, neboť je jasné viditelné, že velikost vnitřních sil je několikanásobně menší než únosnost svaru.

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2 \cdot 200 \cdot 4 \cdot 207,846 = 352,554 \text{ kN} \quad (6.2.4-2)$$

$$F_{w,Rd} = 352,554 \text{ kN} \geq F_{vd} = 41,292 \text{ kN}$$

(6.2.4-3)

Vyhoví

Posudek šroubového spoje mezi styčnickovým plechem P8 a dvojicí úhelníků

Navrženy šrouby M12 třídy 8.9 $f_{yb} = 600 \text{ N/mm}$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}$. Maximální síla 11,435 kN.

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

Únosnost jednoho šroubu

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 800 \cdot 84,3}{1,25} = 26,976 \text{ kN}$$

(6.2.4-4)

$$F_{v,Rd} = 26,976 \text{ kN} \geq N = 11,153 \text{ kN}$$

(6.2.4-5)

Navrhovaný spoj Vyhoví

Posudek otláčení styčnickových plechů

Otláčovat se budou plechy úhelníky, které jsou tloušťky.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,451 \cdot 360 \cdot 15,4}{1,25} = 19,483 \text{ kN}$$

(6.2.4-6)

$$k_1 = \min \left[\begin{array}{l} 2,5 \\ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{40}{19} - 1,7 = 4,195 \end{array} \right] = 2,5$$

(6.2.4-7)

$$\alpha_b = \min \left[\begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 d_0} = 0,526 \\ \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{40}{3 \cdot 19} - 0,25 = 0,451 \end{array} \right] = 0,451$$

(6.2.4-8)

$$F_{b,rd} = 19,483 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = \frac{11,153}{2} = 5,577 \text{ kN}$$

(6.2.4-9)**Navrhovaný spoj Vyhoví****Posudek svaru příhradové výplně**

Jedná se o koutový svar o účinném rozměru 3mm a délce 90mm oboustranně (viz. Obrázek). Vnitřní síly jsou přejaty z kapitoly 3.5.9.

$$F_{vd} = N = 3,400 \text{ kN}$$

(6.2.4-10)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.90.4.207,846 = 112,237 \text{ kN}$$

(6.2.4-11)

$$F_{w,Rd} = 112,237 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 3,400 \text{ kN}$$

(6.2.4-12)**Vyhoví****Posudek šroubového spoje styčnickového plechu a koncového plechu diagonály**

Vnitřní síly jsou převzaty z kapitoly 5.3.8. Maximální síla na spoj 26,910 kN. Navrženy šrouby M16 třídy 8.9 $f_{yb} = 600 \text{ N/mm}$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}$.

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

Únosnost jednoho šroubu

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5.800.157}{1,25} = 50,240 \text{ kN}$$

(6.2.4-13)

$$F_{v,rd} = 50,240 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = 13,455 \text{ kN}$$

(6.2.4-14)**Navrhovaný spoj Vyhoví**

Posudek otláčení styčnickových plechů

Otlačovat se budou plechy úhelníky, které jsou tloušťky.

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,451 \cdot 360 \cdot 18,8}{1,25} = 46,759 \text{ kN} \quad (6.2.4-15)$$

$$k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{40}{18} - 1,7 = 4,522 \right] = 2,5 \quad (6.2.4-16)$$

$$\alpha_b = \min \left[\begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 d_0} = 0,526 \\ \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{40}{3 \cdot 19} - 0,25 = 0,451 \end{array} \right] = 0,451 \quad (6.2.4-17)$$

$$F_{b,rd} = 46,759 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = 13,455 \text{ kN} \quad (6.2.4-18)$$

Navrhovaný spoj Vyhoví

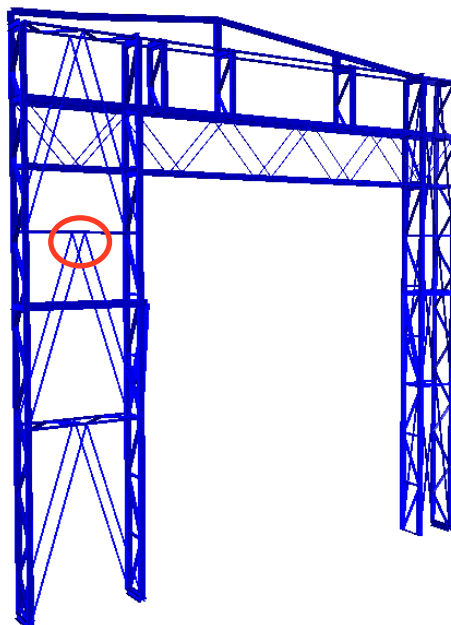
Posudek svarového spoje koncového plechu sloupového ztužidla a trubky tvořící sloupové ztužidlo

Není vzhledem k délce svaru nutné provádět. Navrhovaný spoj jistě vyhoví. Maximální síla ve sloupovém ztužidle je pouze 26,910 kN.

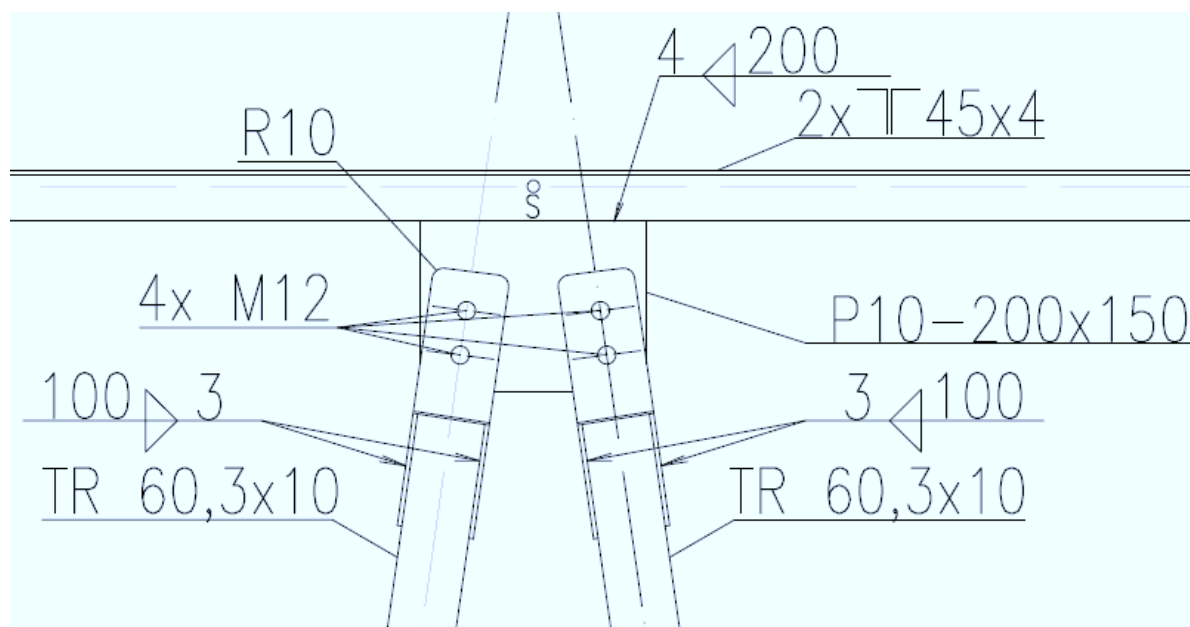
6.2.5 Posudek přípojí sloupových ztužidel netypické vazby v čele haly

V horní části je tento spoj tvořen styčnickovým plechem, který je přivařen koutovými svary mezi dvojice úhelníků, jež tvoří příhradovou výplň mezi sloupy. Na tento plech jsou

připojeny profily sloupových ztužidel, jež jsou tvořeny TR 60,3x10mm (šroubový spoj 2xM12).



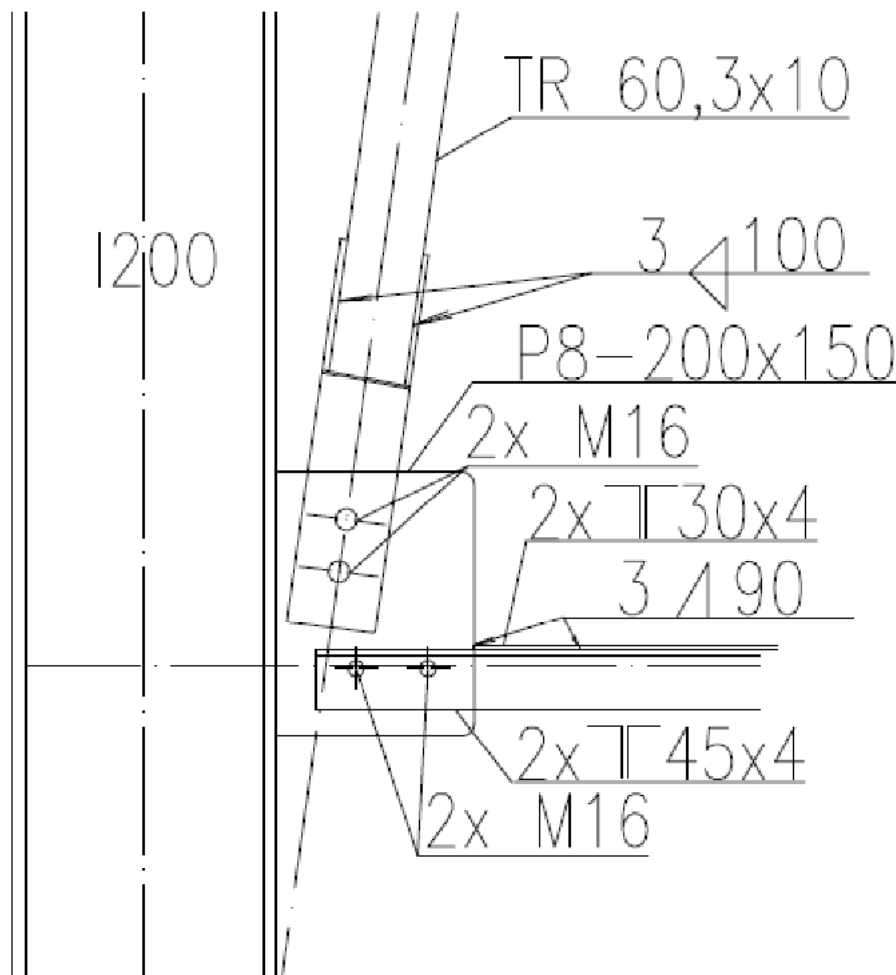
Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na připojení sloupových ztužidel k příhradové výplni mezi sloupy (Detail I)

Dolní části sloupových ztužidel jsou ve střední části připojeny rovněž k příhradové výplni mezi sloupy. Tato výplň se tedy nepatrně liší od horní a to posunutím dvojice úhelníku

30x4mm dále od osy sloupu. To je nutné z důvodu nutnosti prodloužení styčnickového plechu pro připojení sloupového ztužidla (profil TR 60,3x10mm). Připoje příhradové výplně mezi sloupy není nutné znova posuzovat. Navržené spoje jistě vyhoví.



Pohled na připojení sloupových ztužidel ke sloupu a příhradové výplni mezi sloupy
(Detail J)

Posudek svaru styčnickového pechu P8-200x150 a dvojice úhelníků 45x4mm (horní část)

Vnitřní síly jsou převzaty z kapitoly 5.3.8. Maximální síla na spoj 25,042+26,910kN. Spoj je dále namáhán přidavným momentem od excentricity připojení sloupových výztuh.

$$F_{vd} = N + N \cdot e = 51,952 + 51,952 \cdot 0,05 = 54,541 \text{ kN} \quad (6.2.5-1)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.160 \cdot 4 \cdot 207,846 = 199,532 \text{ kN} \quad (6.2.5-2)$$

$$F_{w,Rd} = 199,532 \text{ kN} \geq F_{vd} = 54,541 \text{ kN} \quad (6.2.5-3)$$

Vyhoví

Posudek šroubového spoje styčnickového plechu a koncového plechu diagonály (horní část)

Vnitřní síly jsou převzaty z kapitoly 5.3.8. Maximální síla na spoj 26,910 kN. Navrženy šrouby M12 třídy 8.9 $f_{yb} = 600 \text{ N/mm}$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}$. Maximální síla 11,435 kN.

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

Únosnost jednoho šroubu

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 800 \cdot 84,3}{1,25} = 26,976 \text{ kN} \quad (6.2.5-4)$$

$$F_{v,rd} = 26,976 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = 13,455 \text{ kN} \quad (6.2.5-5)$$

Navrhovaný spoj Vyhoví

Posudek otláčení styčnickových plechů

Otlačovat se budou plechy úhelníky, které jsou tloušťky.

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,451 \cdot 360 \cdot 15,8}{1,25} = 38,996 \text{ kN} \quad (6.2.5-6)$$

$$k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{40}{19} - 1,7 = 4,195 \right] = 2,5 \quad (6.2.5-7)$$

$$\alpha_b = \min \left[\begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22 \\ \frac{e_1}{3 d_0} = 0,526 \\ \left[\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{40}{3,19} - 0,25 = 0,451 \right] \end{array} \right] = 0,451$$

(6.2.5-8)

$$F_{b,rd} = 38,996 \text{ kN} \geq \frac{N}{2} = \frac{26,503}{2} = 13,455 \text{ kN}$$

(6.2.5-9)

Navrhovaný spoj Vyhoví

Posudek šroubového spoje styčnickového plechu a koncového plechu diagonály (dolní část)

Tento spoj je posouzen v kapitole 6.1.7. Výpočet je obsažen v rovnicích 6.1.7-13 až 6.1.7-18.

Posudek svarového spoje sloupu I200 a styčnickového plechu P8

$$F_{vd} = N_{diagonály} + N_{příhradoviny} + N_{diagonály} \cdot e = 51,370 + 51,370 \cdot 0,04 + 11,425 = 64,850 \text{ kN}$$

(6.2.5-10)

Aby bylo možné použít zjednodušenou metodu výpočtu, je nutné určit vektorovou výslednici sil působících na svar. To však není nutné, neboť je jasné viditelné, že velikost vnitřních sil je několikanásobně menší než únosnost svaru.

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2 \cdot 200 \cdot 4 \cdot 207,846 = 352,554 \text{ kN}$$

(6.2.5-11)

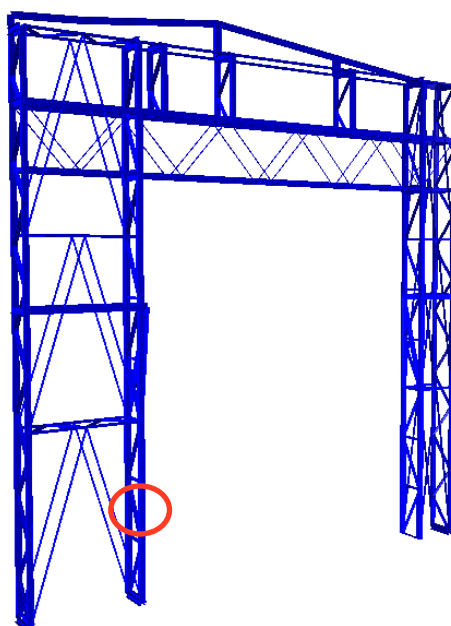
$$F_{w,Rd} = 352,554 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 51,370 \text{ kN}$$

(6.2.5-12)

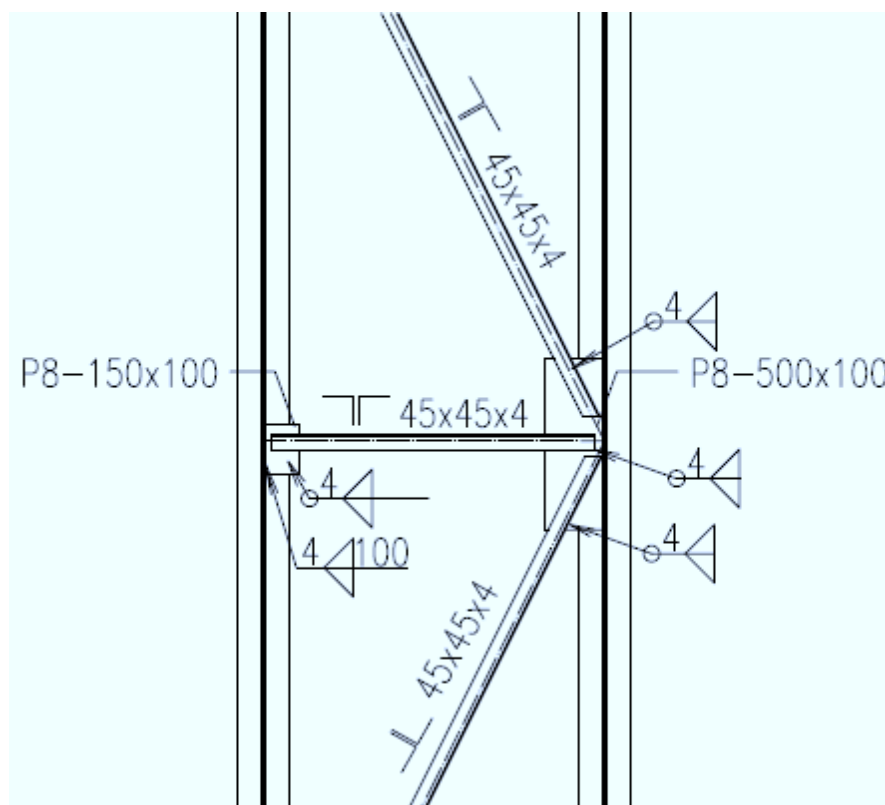
Navrhovaný spoj Vyhoví

6.2.6 Posudek přípoje příhradové výplně mezi nově provedenými sloupy netypické vazby v čele haly

Příhradová výplň mezi sloupy je tvořena dvojicí úhelníků 45x45x4 a to jak svislice, tak diagonály. Tyto prvky jsou namáhány pouze normálovou silou.



Vizualizace umístění spoje v konstrukci



Pohled na spoje příhradové výplně mezi sloupy v čele haly (Detail N)

Posudek svaru svislic a styčnickového plechu

Vnitřní síly působící na diagonály jsou převzaty z kapitoly 5.3.9. Síla převzatá z obalových křivek je vztažena ke dvojici svislic, normálovou sílu je nutno převést na sílu působící na jednu svislici (jeden svar).

$$F_{vd} = \frac{N}{2} = \frac{22,178}{2} = 11,089 \text{ kN} \quad (6.2.6-1)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.80.4.207,846 = 133,020 \text{ kN} \quad (6.2.6-2)$$

$$F_{w,Rd} = 133,020 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 11,089 \text{ kN} \quad (6.2.6-3)$$

Navrhovaný spoj Vyhoví

Posudek svaru diagonál a styčnickového plechu

Vnitřní síly působící na diagonály jsou převzaty z kapitoly 5.3.9. Síla převzatá z obalových křivek je vztažena ke dvojici diagonál, normálovou sílu je nutno převést na sílu působící na jednu diagonálu (jeden svar).

$$F_{vd} = \frac{N}{2} = \frac{46,939}{2} = 23,470 \text{ kN} \quad (6.2.6-4)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 195 + 145.4.207,846 = 282,641 \text{ kN} \quad (6.2.6-5)$$

$$F_{w,Rd} = 282,641 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 23,470 \text{ kN} \quad (6.2.6-6)$$

Vyhoví

Posudek svaru sloupu (2xU160) a styčnickového plechu

Vnitřní síly působící na diagonály jsou převzaty z kapitoly 5.3.9. Na straně sloupu kde jsou připojena pouze svislice je svar zatížen silou od dvojice svislic.

$$F_{vd} = N = 24,401 \text{ kN}$$

(6.2.6-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.100.4.207,846 = 166,277 \text{ kN}$$

(6.2.6-2)

$$F_{w,Rd} = 166,277 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 24,401 \text{ kN}$$

(6.2.6-3)

Vyhoví

Vnitřní síly působící na diagonály jsou převzaty z kapitoly 5.3.9. Na straně sloupu kde jsou připojeny diagonály a svislice je svar zatížen kombinací těchto sil.

$$F_{vd} = N_{svislice} + 2 \cdot N_{diagonály} = 117,113 \text{ kN}$$

(6.2.6-1)

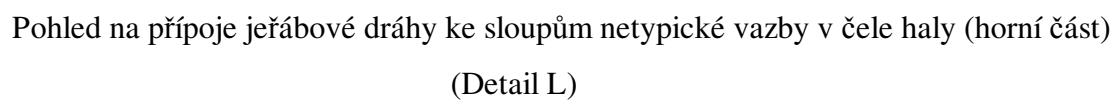
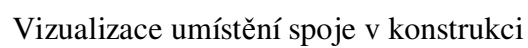
Pro určení výslednice je nutné spočítat vektorovou výslednici sil. To však není nutné, neboť únosnost svaru několikanásobně převyšuje působící síly. Svar jistě vyhoví.

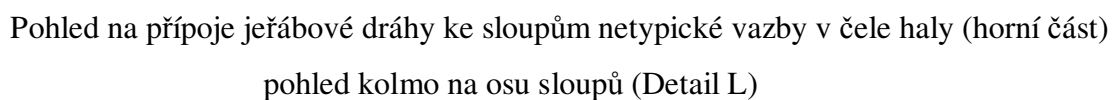
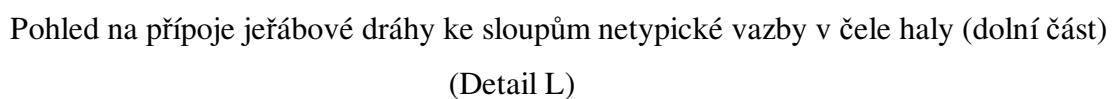
$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 2.500.4.207,846 = 831,384 \text{ kN}$$

(6.2.6-2)

6.2.7 Posudek přípoje konzol jeřábové dráhy na sloupy netypické vazby v čele haly

Konzola jeřábové dráhy je tvořena dvojicemi profilů U200, které jsou připojeny oboustranně na každý ze sloupů v čele haly. Vzpěra je tvořena dvojicí profilů U200





Posudek svaru sloupů (2xU200) a příčných profilů U200

Příčné profily jsou připojeny ke sloupům koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 200mm na každé straně. Tento svar není nutné posuzovat, neboť jistě vyhoví.

Posudek svaru příčných profilů U200 a konzol jeřábové dráhy

Konzoly jeřábové dráhy jsou připojeny koutovými svary na příčné profily koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 75mm. Vzhledem k velkým ohybovým momentům vznikajícím u vnitřních sloupů je nutné tyto svary posoudit. Profily konzol jsou dále připojeny koutovým svarem ke sloupům (tento spoj je však pouze konstrukční). Vnitřní síly jsou převzaty z kap. 5.3.12. Vyhoví-li svar u vnitřních sloupů, kde je větší zatížení jistě vyhoví i v přípoj u vnějších sloupů.

Vnitřní síly je nutné rozdělit na jednotlivé svary, a posoudit nejnamáhavější z nich. Příspěvek síly od momentu M_z je zanedbatelný.

$$F_{v,d} = \frac{\left(\frac{M}{e}\right)}{2} + \frac{N}{4} = \frac{\frac{11,990}{0,2}}{2} + \frac{29,075}{2} = 44,513 \text{ kN}$$

(6.2.7-1)

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = 75 \cdot 4 \cdot 207,846 = 62,354 \text{ kN}$$

(6.2.7-2)

$$F_{w,Rd} = 62,354 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 44,513 \text{ kN}$$

(6.2.7-3)

Vyhoví

Posudek svaru vzpěry U200 a styčnickového plechu P10-300x300 (horní kotvení)

Vzpěry jsou připojeny ke styčnickovému plechu koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 300mm na každé straně. Tento svar není nutné posuzovat, neboť vzhledem k jeho délce únosnost jistě vyhoví.

Posudek svaru konzoly U200 a styčnickového plechu U200

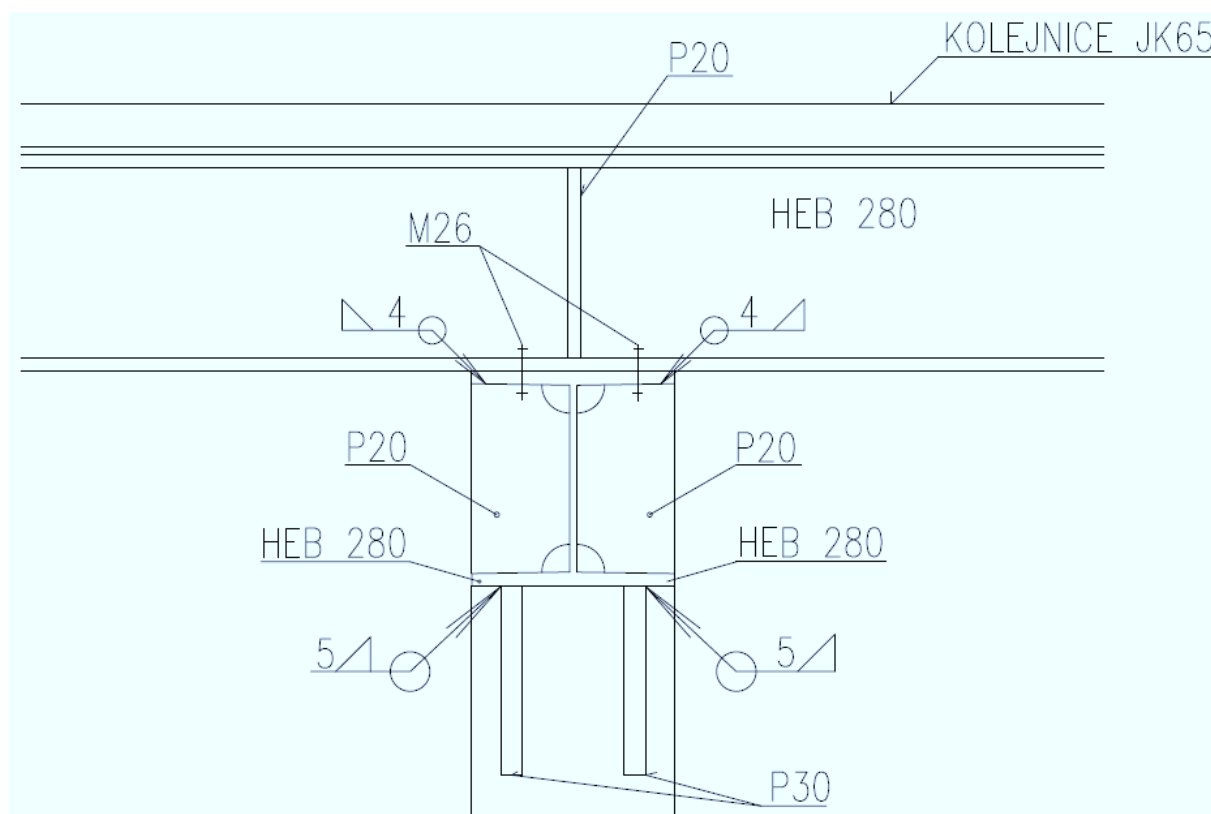
Konzoly jsou připojeny ke styčnickovému plechu koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 300mm. Tento svar není nutné posuzovat, neboť vzhledem k jeho délce únosnost jistě vyhoví.

Posudek svaru konzoly U200 a styčnickového plechu P10-500x260mm (dolní kotvení)

Vzpěry jsou připojeny ke styčnickovému plechu koutovými svary o účinné tloušťce 4mm a délce 300mm. Tento svar není nutné posuzovat, neboť vzhledem k jeho délce únosnost jistě vyhoví.

6.2.8 Posudek přípoje konzoly a krátkých sloupů jeřábové dráhy v čele haly

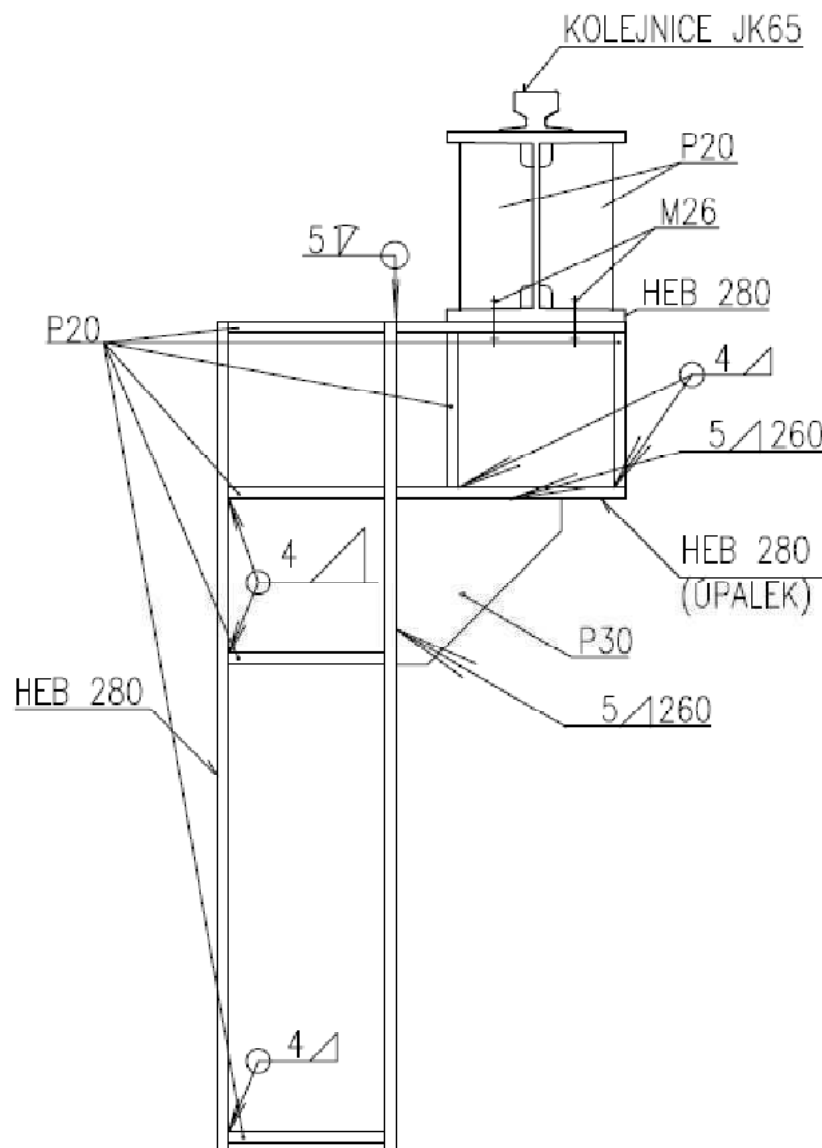
Sloupy jsou tvořeny profily HEB 280, stejně jako konzoly jeřábové dráhy. Vzpěry tvoří dvojice profilů U200. Tyto profily jsou však, zbytečně příliš masivní a konstrukce je navržena se značnou rezervou, proto z hlediska lepšího prostorového uspořádání prvků v detailu a v rámci navržení lepší varianty s vyšším využitím profilů bude lepší nahradit profily U200 výztuhami z P30. Staticky bude zachováno uvažované schéma. Prvky jistě vyhoví. Viz kap. 5.5.3.



Pohled na detail připojení konzoly jeřábové dráhy (Detail M)

Posudek svarů sloupů a konzoly jeřábové dráhy

Svary, které jsou navrženy pro dané detaily, jsou navrženy tak, že jejich únosnost (dochází k ovařování průřezů) dalece převyšuje účinky zatížení. Svary jistě vyhoví. Pro úplnost je možné provést kontrolní výpočet hlavních svarů (spoj sloupů a konzol). Vnitřní síly jsou převzaty z kapitoly 5.5.3.



Pohled na detail připojení konzoly jeřábové dráhy (Detail M)

Posudek spoje sloup, konzola

$$F_{v,d} = \frac{M}{e} + N = \frac{38,981}{0,28} + 117,363 = 256,580 \text{ kN} \quad (6.2.8-1)$$

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d} = (2.280 + 2.240) \cdot 5.207,846 = 1080,800 \text{ kN} \quad (6.2.8-2)$$

$$F_{w,Rd} = 1080,800 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 256,580 \text{ kN} \quad (6.2.8-3)$$

Vyhoví

7 Shrnutí a doplnění statického výpočtu

Na základě spolupráce s investorem, který určil hlavní požadavky, byl zpracován plán rekonstrukce a následně vypracováno statické posouzení. Navrhované řešení splňuje do maximální míry podmínky zadané investorem a statické posouzení potvrzuje možnost budoucího funkčního a dlouholetého užívání konstrukce pro odvětví průmyslové výroby.

7.1 Charakteristické vazby regálové haly

Statický výpočet řeší posudek v typické vazbě regálové haly, jež vzdoruje největšímu zatížení. Je doloženo, že nová konstrukce skládající se z velké části ze stávající konstrukce bezpečně odolá návrhovému zatížení. Pro ostatní charakteristické vazby regálové haly je tedy předepsán stejný postup rekonstrukce. Jelikož prvky těchto vazeb vzdorují menšímu zatížení, ostatní vazby jistě vyhoví.

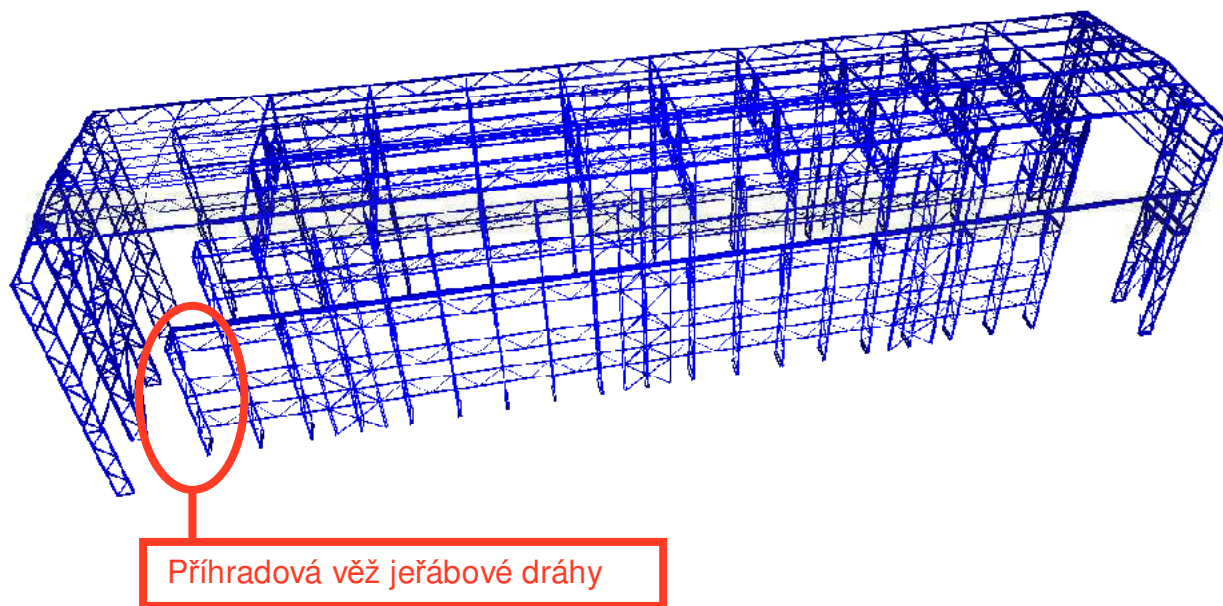
Že vazby regálové haly jsou dostatečně únosné kromě prokazujícího výpočtu v této práci, dokazují také zpracované studie proveditelnosti, ale i zatížitelnost regálů haly, která je umístěna na konstrukci regálů (viz. obrázek).



Zatížitelnost regálů regálové haly-Fotodokumentace

7.2 Příhradový sloup jeřábové dráhy v zadním traktu haly

Jelikož v zadním traktu haly nejsou sloupky regálové haly ve stejné úrovni, je nutné nově vybudovat příhradový sloup, který bude umožňovat pojezd mostového jeřábu až na konec části regálové haly. Tento sloup bude navržen ze stejných profilů a se stejnými geometrickými parametry jako ostatní sloupky regálové haly. Tento sloup proto není nutné posuzovat, neboť bude vzdorovat daleko menším zatížením (nepodepírá konstrukci střechy). Konstrukce jistě vyhoví.



Vizualizace posuzované části haly

Jak je patrné z obrázku příhradové věž je spojena ztužidly (stejnými jako v celé konstrukci haly), pro zajištění prostorové tuhosti a přenášení vodorovných sil od jeřábu (viz. výkresová dokumentace). Konstrukce je navržena ze stejných prvků proto, aby byla možnost upotřebení materiálu, který bude získán odstraněním vnitřních sloupů regálové haly.

7.3 Chybějící části statického výpočtu a doplnění

V této kapitole práce budou shrnuty části konstrukce, či prvky, které bude nutné dodatečně posoudit. Jsou zde zahrnuty také doporučení a dodatky k provedenému stávajícímu statickému výpočtu.

Části konstrukce, které bude nutné dodatečně posoudit a dodatky

1. Posudek kotvení a posudek betonové desky

Tento výpočet není proveden kvůli nedostatku informací o betonové desce tvořící základovou konstrukci regálové haly. Bohužel nebylo možné dohledat původní výkres výztuže, ani jinou dokumentaci, která by umožnila provést výpočet základové konstrukce.

Rozhodne-li se investor pro realizaci projektu, bude nutné provést dodatečně profometrické měření pro zjištění přibližného vyztužení a rovněž sadu jádrových vývrtů, které by určily třídu použitého betonu. Poté bude možné provést výpočet kotvení sloupů regálové haly.

2. Uvolnění vnitřního celého prostoru a tím docílení největší pracovní plochy

Optimální řešení, kdy by byly ponechány pouze krajní sloupy regálové haly a získal by se tak uvolněný prostor o šířce 20,3 m není staticky možný, neboť štíhlejší příhradové sloupy v levé části haly o šířce 1120 mm a 720 mm neleží v jedné rovině s příhradovými sloupy o šířce 1490 mm (viz Fotodokumentace).



Sloupy v levé části o šířce 1120 mm neleží v jedné rovině s příhradovými sloupy o šířce 1490 mm-Fotodokumentace

3. Vliv dynamických účinků jeřábu na ztužidlový systém objektu a sloupový systém

Problematické a vysoké využití prvků sloupů v oblasti jeřábové dráhy se při podrobném statickém výpočtu neprojevovalo jako až tak zásadní, jako nastiňovala studie proveditelnosti. Využití prvků bude v rozumných mezích a nebude nutné dodatečné zesilování sloupů.

Rovněž nebude nutné zesilovat, nebo realizovat další prostorové ztužení objektu, na které působí negativně především vodorovné síly vyvozované jeřábem (příčnění, zpomalení a zrychlení mostu a kočky jeřábu). Přesto by však při instalaci jeřábu bylo příhodné realizovat systém eliminující částečně příčnění jeřábu (pokud jej bude investor ochoten financovat). V opačném případě konstrukce bezpečně vyhoví i bez těchto technologií.

Stávající jeřáb, jež je realizován v přední části haly lodi č.8 svými dynamickými účinky nijak nezatěžuje konstrukce ani ztužidla v části regálové haly (zadní trakt). Tyto konstrukce fungují nezávisle.

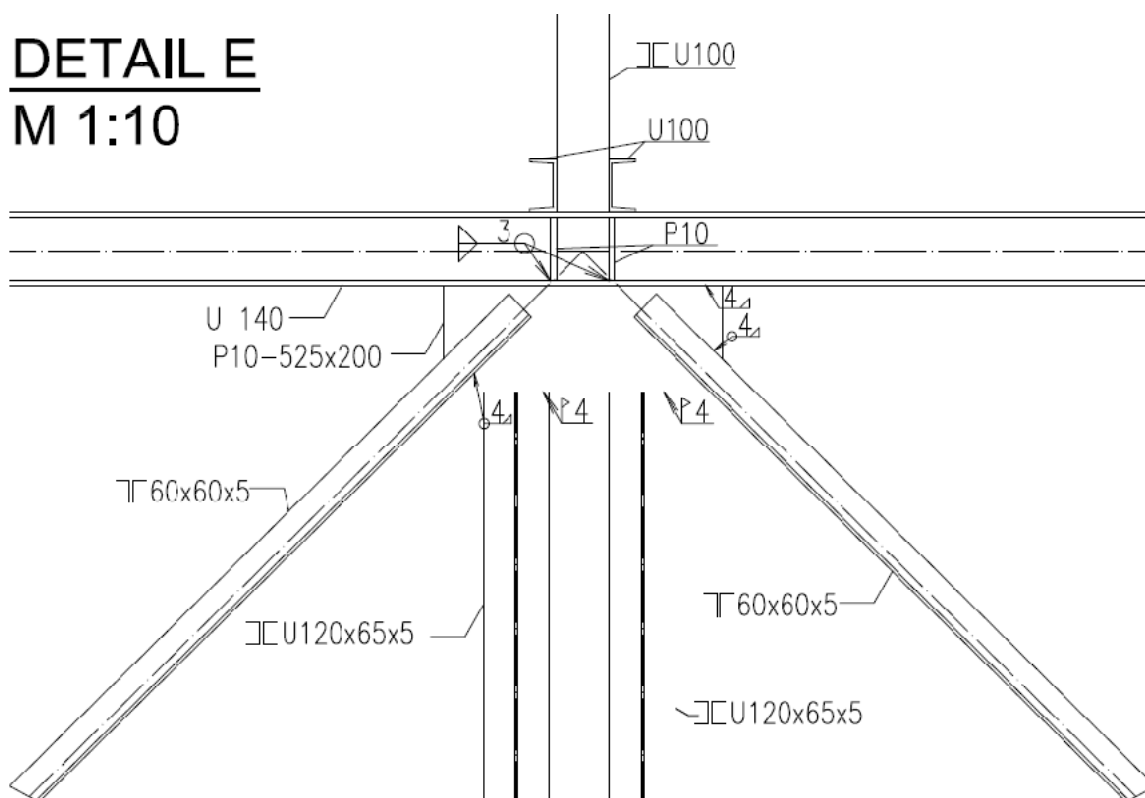


Jeřábová dráha v předním traktu haly lodi č.8-Fotodokumentace

4. Netypická vazba regálové haly ovlivněná konstrukcí obslužné lávky

Poslední vazba je z části netypická neboť se zde před rekonstrukcí nacházela obslužná a revizní plošina zakladačové haly. Tato bude při rekonstrukci odstraněna, neboť je v tomto místě nadále zbytečná. Pouze profil podepírající průvlaky, bude zachován. Avšak v poslední vazbě není provedena dvojice příhradových sloupů v řadě I, H. To znamená, že tyto sloupy nebudou moci být využity jako dočasné podpory při vybudování příhradového vazníku.

Při montáži příhradového vazníku bude nutné sloupek připojit jako svislici příhradového vazníku. Tento postup bude vyžadovat jistou úpravu návrhu rekonstrukce a rovněž se zde vyskytne netypický detail (detail E, viz. výkresová dokumentace výkres č.8 a č.5). Při realizaci příhradového vazníku bude nutné v první řadě částečně odstranit plech tvořící podlahu revizní lávky, avšak ponechat nosnou konstrukci lávky beze změn! Po provedení horního a dolního pásu a doplnění chybějících diagonál i svislic (z důvodu absence sloupů v řadě I, H). Bude nutné provést připojení sloupku (2xU100) na horní pás vazníku (za pomoci dvou příčných profilů U100, viz. detail E ve výkrese č.8).



Netypický detail připojení sloupku v poslední vazbě regálové haly

Po připojení sloupku na horní pás vazníku, bude možné odstranit upálením jeho spodní část a provést demontáž části revizní a obslužné plošiny. Nosnou konstrukci plošiny není možné demontovat před připojení sloupku na horní pás vazníku! Demontáž obslužné plošiny bude provedena pod jeho ochranou.

Navrhovaný detail působí staticky velice podobně jako detaily navrhované v ostatních vaznících regálové haly, není tedy nutný jeho posudek. Svaru jistě vyhoví. Pouze v místě lokálních břemen od příčných profilů jsou na horní pás vazníku přivařeny výztuhy pro zajištění dostatečné únosnosti pásnic U profilů.

I přesto, že nebyly posouzeny účinky jeřábu na tuto netypickou vazbu regálové haly, je patrné, že vzhledem k využití v typických vazbách regálové haly vazba jistě vyhoví. A to z důvodu využití 72% průřezu v typických vazbách, rezerva tedy činí 28%. Zatížení této vazby bude pouze nepatrně větší (z důvodu návrhu spojitého nosníku), pásy sloupů v oblasti připojení jeřábové dráhy by měly bezpečně vyhovět (využití okolo 80%).

Řešení přístupů na obslužnou plošinu pro její další využívání je tématem kapitoly 8.1.

8 *Nové prostorové uspořádání konstrukce a změny v užívání*

Vlivem rekonstrukce dojde k zásadně ke změně prostorového uspořádání konstrukce a část prostoru bude využívána rozdílným způsobem než doposud. Investor si přeje zachovat část regálové zakladačové haly (její levou část, sloupové řady A,B,C,D) pro její budoucí využívání. Současně je ale nutné, aby provoz výrobní části haly nebyl nijak omezen (a to zejména prostorově), provozem v zakladačové části.

8.1 *Přístup k revizní plošině zakladačů*

Při demontáži sloupů zakladačové haly bude rovněž demontována část revizních plošin, které sloužily v zakladačové hale k provádění revizí a oprav kolejových zakladačů. Tyto konstrukce by po rekonstrukci ztratily využití. Je tedy navržena jejich demontáž. Část revizních plošin v části regálové haly, která bude dále sloužit svému účelu je však nutné zachovat.

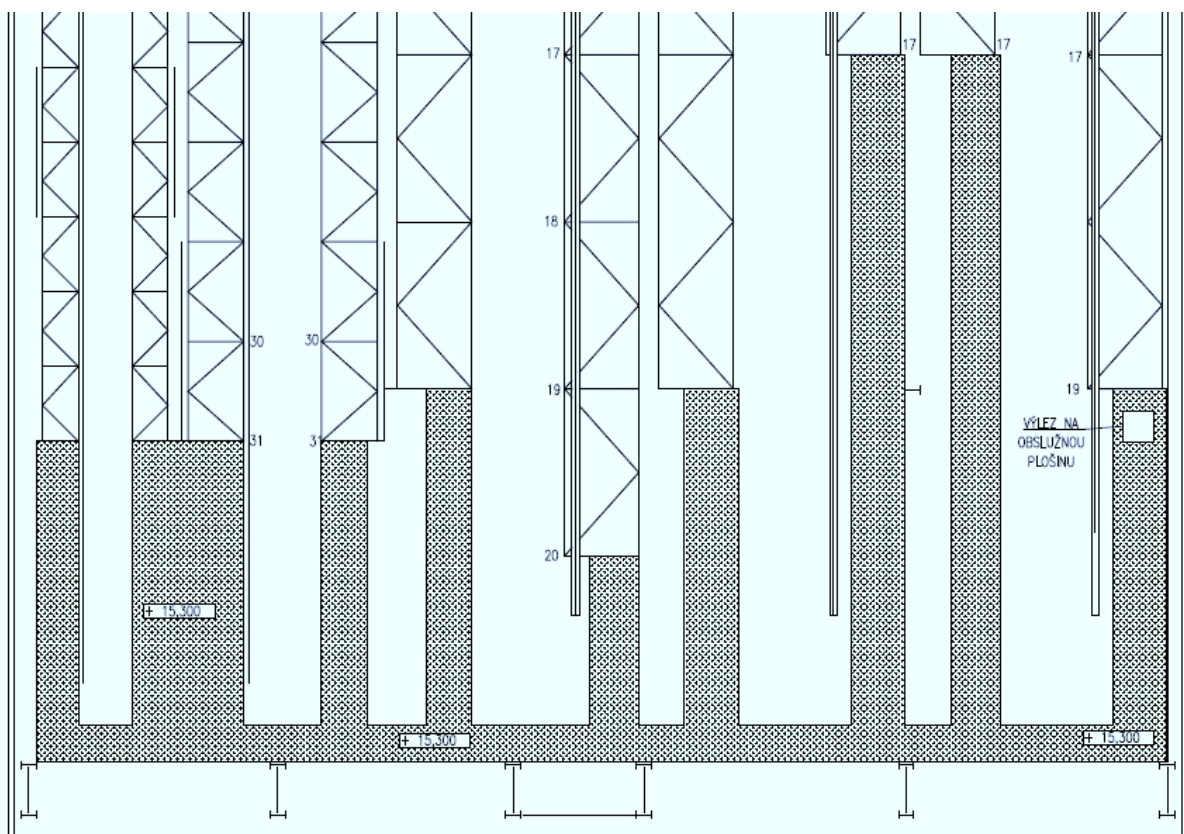
V této kapitole bude hlavním tématem vyřešení přístupu na revizní plošinu zakladačů v části haly, kde budou nadále zakladače fungovat. Stávající přístup bude totiž odstraněn spolu s částí revizní plošiny.

Navrhované řešení je následující. Po odstranění části revizních plošin bude nutné provést část zábradlí, které musí být provedeno pro zajištění bezpečnosti. Délka nového zábradlí bude 0,8m a bude navazovat na stávající konstrukci zábradlí, jež je svařeno z trubek TR 25x2,6 mm. Zábradlí je výšky 1,2, což odpovídá normě ČSN 74 3305 [26].

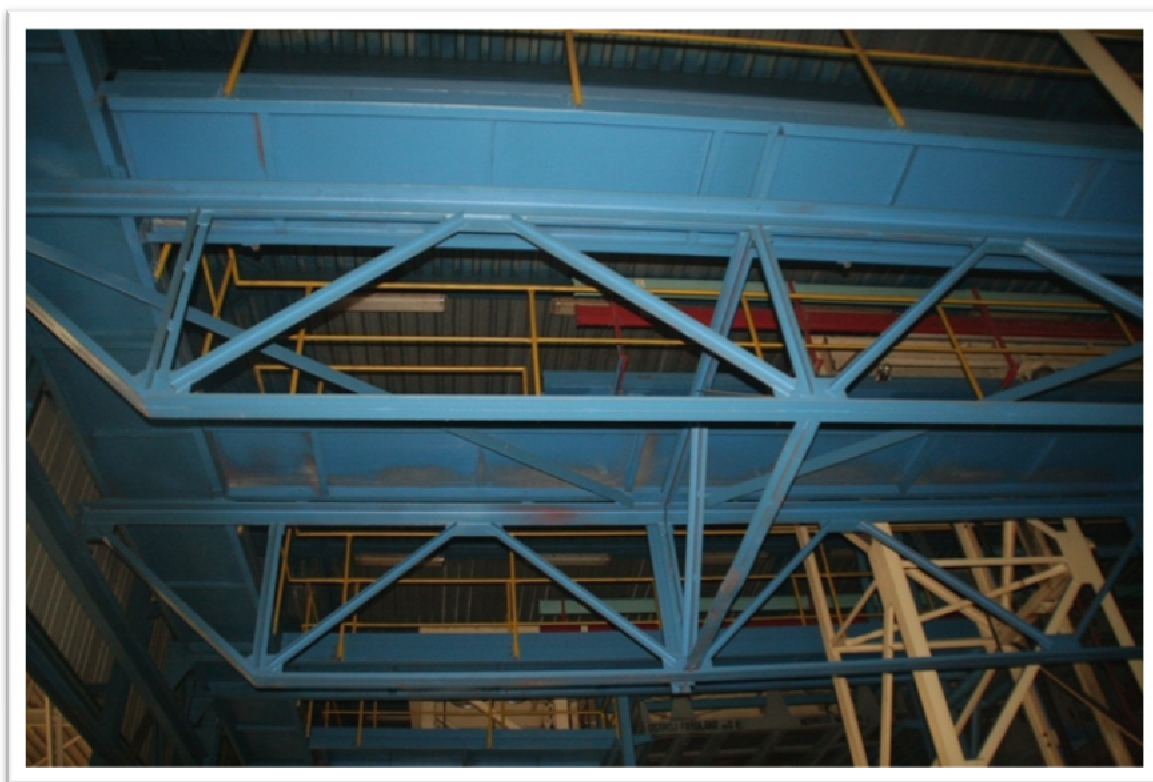


Stávající výlez na revizní plošinu-Fotodokumentace

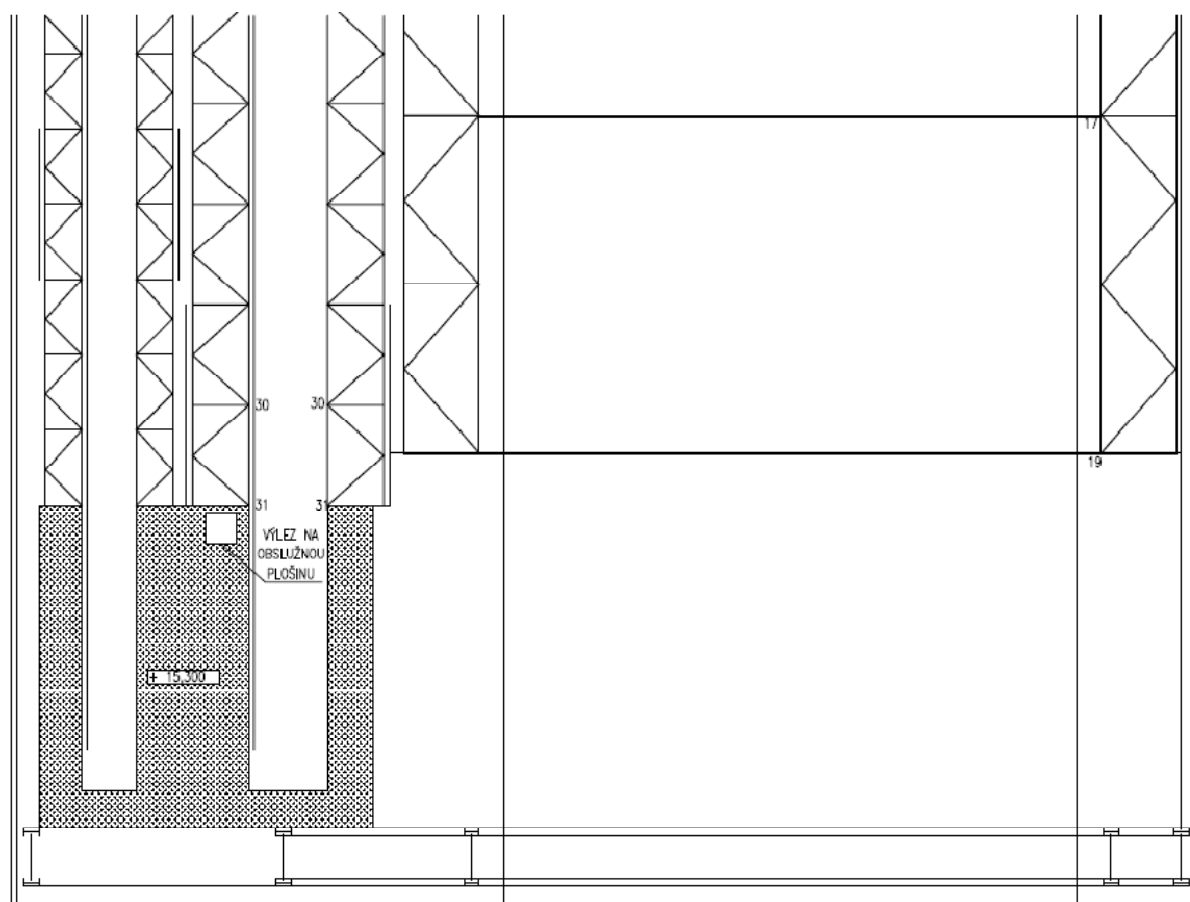
Přístup na revizní plošinu bude vyřešen žebříkem s ochranným košem, žebřík a jeho příslušenství bude proveden dle normy ČSN EN 131-1 [25].



Původní stav obslužné a revizní plošiny-Výřez z půdorysu



Prostorové příhradové konstrukce nesoucí revizní lávku

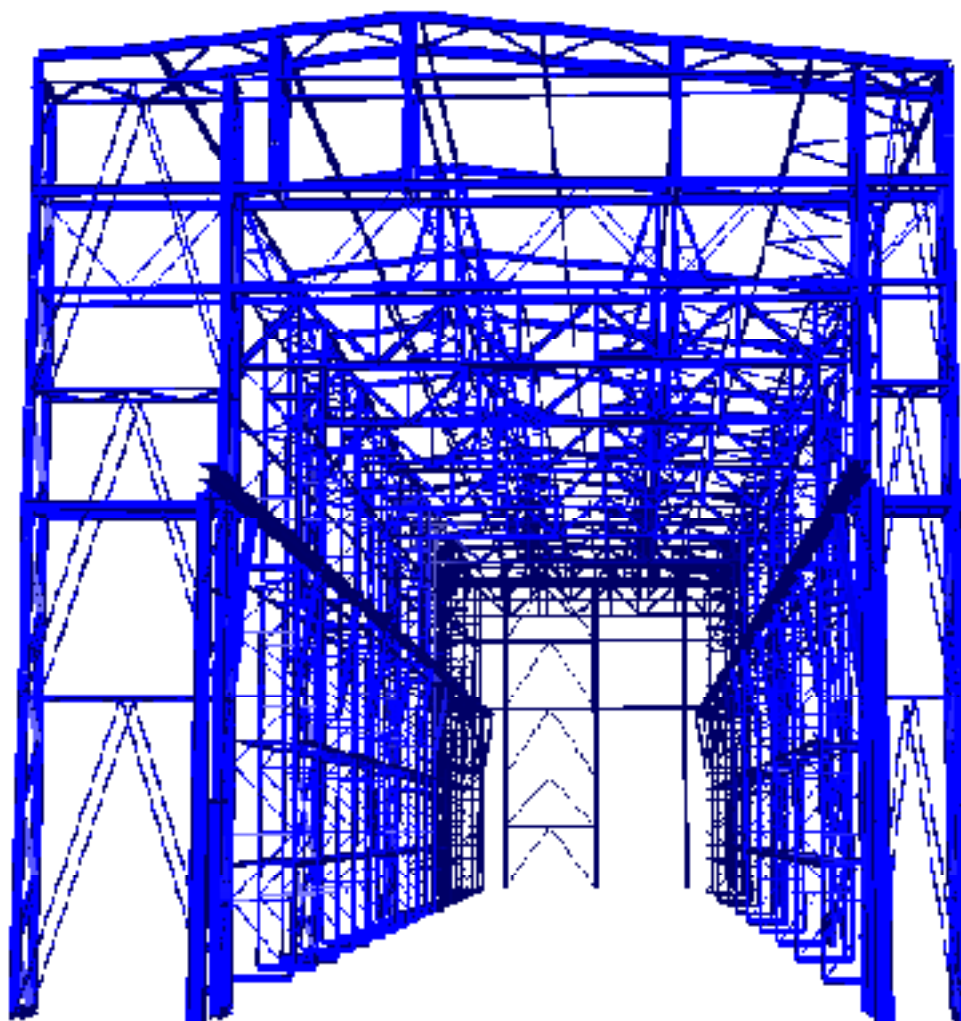


Nový stav obslužné a revizní plošiny-Výřez z půdorysu

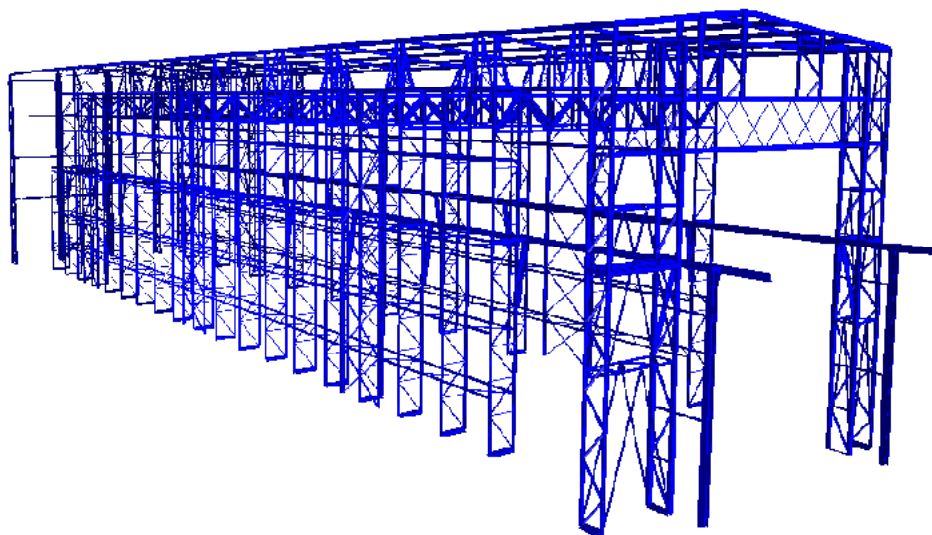
Jak je patrné z výřezu půdorysu plocha revizní plošiny se dosti zásadně zmenší. Výlez na Revizní plošinu bude realizován výše zmiňovaným žebříkem, který bude uchycen svarovými přípoji na stranu regálu řady C. Žebřík bude realizován z trubek TR 28x2,6mm. Ochranný koš bude realizován z ohýbané pásovin y o tloušťce 8mm.

9 Vizualizace konstrukce

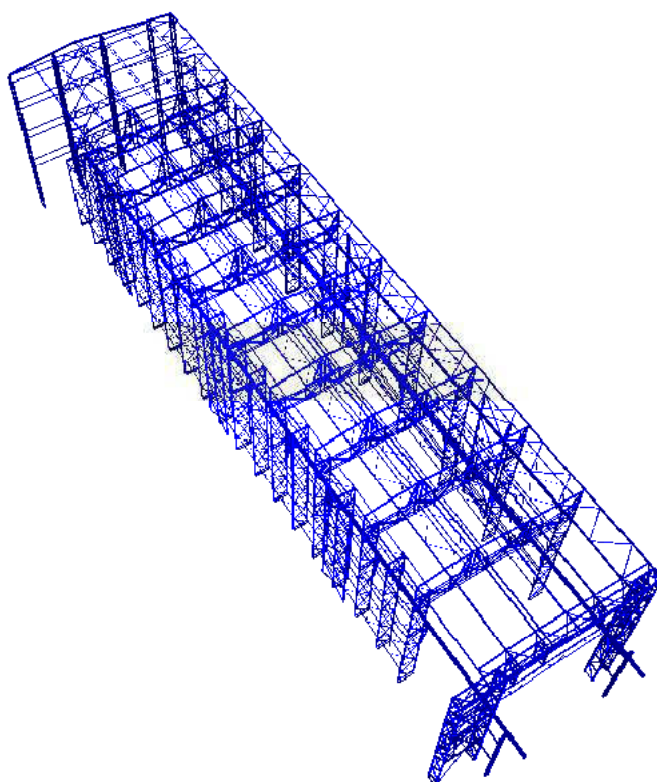
Pro představu jak bude část lodi regálové haly vypadat po rekonstrukci je k této části přiloženo několik jednoduchých vizualizací ocelové konstrukce.



Pohled z čela haly do výrobní části-Vizualizace



Boční pohled na rekonstruovanou část haly-Vizualizace



Celkový pohled na modelovanou konstrukci-Vizualizace



10 Výkaz materiálu

Č.	Profil OZN.	délka [m]	hmotnost [kg/m]	Celková délka [m]	Celková hmotnost [kg]	Umístění prvku	Nátěrová plocha [m ²]
1	U140	15,340	16,01	276,1	4421,8	Horní pás vazníku	135,02
2	U140	15,340	16,01	276,1	4421,8	Dolní pás vazníku	135,02
3	Γ 60x60x6mm	2,453	5,42	397,4	2155,6	Diagonály vazníku	95,37
4	U180	5,150	21,98	206,0	4527,9	Konzoly J.D. charakteristické vazby	125,87
5	U200	1,500	25,28	21,0	530,8	Příčné profily horního pásu netypické vazby	13,88
6	U220	17,850	29,36	71,4	2096,2	Horní pás vazníku	51,27
7	U140	1,500	16,01	12,0	192,2	Příčné profily dolní pás vazníku	5,87
8	U140	17,850	16,01	71,4	1143,4	Dolní pás vazníku	34,91
9	TR 40x5	2,681	4,32	53,6	231,4	Diagonály vazníku	6,74
10	U160	18,260	18,84	146,1	2752,1	Sloupy	79,76
11	TR 60,3x10	6,293	12,41	25,2	312,3	Sloupové ztužidlo	4,76
12	TR 60,3x10	6,060	12,41	24,2	300,7	Sloupové ztužidlo	4,58
13	Γ 45x45x4mm	1,898	2,74	22,8	62,4	Příhradová výplň sloupu	4,10
14	Γ 45x45x4mm	1,695	2,74	20,3	55,7	Příhradová výplň sloupu	3,66
15	Γ 30x30x4mm	1,378	1,78	49,6	88,4	Diagonály příhradové výplně sloupů	5,95
16	Γ 45x45x4mm	1,000	2,74	40,0	109,6	Svislice mezi sloupy	7,20
17	Γ 45x45x4mm	2,236	2,74	80,5	220,5	Diagonály mezi sloupy	14,49
18	U200	-	25,28	20,0	504,8	Konzoly J.D. netypická vazba	13,20
19	HEB 280	9,720	103,12	19,4	2004,7	Sloupy J.D.	31,49
20	HEB 280	0,500	103,12	1,0	103,1	Konzoly J.D.	1,62
21	HEB 280	72,300	103,12	144,6	14911,3	Hlavní nosník J.D.	234,25
				Celková hmotnost [t]	41,1	Celková nátěrová plocha [m²]	1009,02

11 Závěr

Cílem této práce bylo zpracovat plán rekonstrukce dle požadavků a specifikací investora s důrazem na statické působení celé konstrukce. Hlavní stat' této práce tvoří statické posouzení jednotlivých prvků a spojů, a jejíž výsledky potvrzují možnost realizace rekonstrukce přesně dle specifických požadavků a přání investora.

Souběžně se statickým posouzením konstrukce je navrhován mostový jeřáb o nosnosti 8t, jež je požadován investorem jako manipulační a obslužný prvek pro budoucí výrobu. K výpočtu zatížení a odolnosti konstrukce jsou použity platné normy a technické předpisy.

Dle dosažených výsledků je patrné, že budoucí rekonstruovaná konstrukce bude navržena spolehlivě a ekonomicky. Při návrhu byl kladen důraz především na funkčnost se zvýšeným důrazem na výhodné statické působení. Avšak nezanedbána byla i estetická stránka, kdy pohledové vazby (především netypická vazba v čele haly), byly navrženy tak, aby působily vzdušně, subtilně a esteticky.

12 Seznam použité literatury

PUBLIKACE

- [1] Benda J., Stavební statika II. Ostrava, VŠB-TUO 2006
- [2] Kadlčák, Kytýr, Statika II. Brno, VUTUM 2004
- [3] Šmířák a kol., Pružnost a plasticita I. Brno, CERM 1999
- [4] Vrátný, Tomáš, Eliášová, Ocelové konstrukce 2. Praha ČVUT 2005
- [5] Marek P. a kol., Kovové konstrukce pozemních staveb Praha, SNTL 1985
- [6] Nexis 32 Manuály výpočetního softwaru
- [7] Sika V., Konstrukční systémy staveb Praha ČVUT 2006
- [8] Křivý V., Studie proveditelnosti Ostrava 2010
- [9] Technoprojekt a.s., Studie rekonstrukce průmyslového areálu Ferrcomp a.s. 2008
- [10] Kolektiv autorů ed. T. Rotter, Ocelové, hliníkové a dřevěné konstrukce v Evropských normách, ČVUT 2008

NORMY

- [11] ČSN EN 1990-Zásady navrhování konstrukcí
- [12] ČSN EN 1991-1-1-Obecná zatížení
- [13] ČSN EN 1991-1-3-Zatížení sněhem
- [14] ČSN EN 1991-1-4-Zatížení větrem
- [15] ČSN EN 1991-3-Zatížení jeřáby a strojními zařízeními
- [16] ČSN EN 1993-1-1-Navrhování ocelových konstrukcí-Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [17] ČSN EN 1993-1-5-Navrhování ocelových konstrukcí-Boulení stěn
- [18] ČSN EN 1993-1-8-Navrhování ocelových konstrukcí-Spoje
- [19] ČSN EN 1993-1-9-Navrhování ocelových konstrukcí-Únava
- [20] ČSN EN 1993-6- Navrhování ocelových konstrukcí -Jeřábové dráhy
- [21] ČSN 73 0035-Zatížení sněhem (neplatná norma, použita pro srovnání)
- [22] ČSN EN 131-1-Žebříky
- [23] ČSN 74 3305-Zábradlí, madla (platné znění normy)
- [24] ČSN 74 3282-Ocelové žebříky



VYHLÁŠKY

- [25] 279/1998 Sb.-Bezpečnost a ochrana zdraví při práci

INTERNETOVÉ ZDROJE

- [26] Internetový server pro podporu a pomoc programu NEXIS 32- (www.scia-online.com)
[27] Ilustrační fotografie (www.trekearth.com)
[28] Ilustrační fotografie (www.ceskem.cz)
[29] Ilustrační fotografie (www.historyfish.com)
[30] Ilustrační fotografie (www.letištěsvěta.cz)
[31] Ilustrační fotografie (www.mathes.estranky.cz)
[32] Stránky programového softvaru LT Beam (<http://www.steelbizfrance.com>)
[33] Katalog ocelových profilů Ferona.cz (www.Ferona.cz)
[34] Výrobce jeřábů (www.Jass.cz)
[35] Mapa charakteristických hodnot zatížení sněhem, ČHÚ a VŠB-TUO, Křivý V., (www.sněhovamapa.cz)

POUŽITÝ PROGRAMOVÝ SOFTWARE

NEXIS 32	Výpočetní software pro statické výpočty
Autocad 2008	Grafický program pro kreslení projektové dokumentace
MS Excel 2010	Tabulkový procesor
MS Word 2010	Textový editor
LT Beam	Volně stažitelný software pro výpočet kritického momentu při klopení
Sněhová mapa	Online program ke zjišťování charakteristických hodnot zatížení sněhem

13 Seznam příloh

DODATKY POSUDKŮ JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ

1. Příloha 1- Dodatek kap. 5.1.1
2. Příloha 2- Dodatek kap. 5.1.2
3. Příloha 3- Dodatek kap. 5.1.3
4. Příloha 4- Dodatek kap. 5.1.4
5. Příloha 5- Dodatek kap. 5.1.5
6. Příloha 6- Dodatek kap. 5.2.1
7. Příloha 7- Dodatek kap. 5.2.2
8. Příloha 8- Dodatek kap. 5.2.3
9. Příloha 9- Dodatek kap. 5.2.4
10. Příloha 10- Dodatek kap. 5.2.5
11. Příloha 11- Dodatek kap. 5.2.6
12. Příloha 12- Dodatek kap. 5.2.7
13. Příloha 13- Dodatek kap. 5.2.8
14. Příloha 14- Dodatek kap. 5.2.9
15. Příloha 15- Dodatek kap. 5.2.10
16. Příloha 16- Dodatek kap. 5.2.12
17. Příloha 17- Dodatek kap. 5.3.1
18. Příloha 18- Dodatek kap. 5.3.2
19. Příloha 17- Dodatek kap. 5.3.3
20. Příloha 20- Dodatek kap. 5.3.4
21. Příloha 21- Dodatek kap. 5.3.5
22. Příloha 22- Dodatek kap. 5.3.6



- 23. Příloha 23- Dodatek kap. 5.3.7
- 24. Příloha 24- Dodatek kap. 5.3.8
- 25. Příloha 25- Dodatek kap. 5.3.9
- 26. Příloha 26- Dodatek kap. 5.3.10
- 27. Příloha 27- Dodatek kap. 5.3.12
- 28. Příloha 28- Dodatek kap. 5.4.1
- 29. Příloha 29- Dodatek kap. 5.4.2
- 30. Příloha 30- Dodatek kap. 5.4.3
- 31. Příloha 31- Dodatek kap. 5.4.4
- 32. Příloha 32- Dodatek kap. 5.5.1.

VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

- 1 Celková dispozice skladu-Původní stav
- 2 Střecha, dispozice a detaily-Původní stav
- 3 Lod' 8 příčné řezy-Původní stav
- 4 Lod' 8 jeřábová dráha-Původní stav
- 5 Celková dispozice skladu-Nový stav
- 6 Střecha, dispozice a detaily-Nový stav
- 7 Lod' 8 příčné řezy-Nový stav
- 8 Lod' 8 jeřábová dráha-Nový stav
- 9 Lod' 8 detaily-Nový stav

14 Seznam použitého značení

Latinská abeceda

a	délka vyztužené nebo nevyztužené stěny
A	nadmořská výška staveniště [m]
A	plocha
a	poměr plochy stojiny k ploše neoslabeného průřezu
a	vzdálenost mezi spojkami pásů členěného prutu
a	vzdálenost mezi těžištěm prutu s plastickým kloubem a sousedním podepřením proti zkroucení
A	zatížení plocha
A ₀	původní průřerová plocha
A ₀	základní plocha
a ₀ , a, b, c, d	označení křivek vzpěrné pevnosti
A _{c,eff}	účinná plocha průřezu
A _{c,eff,loc}	účinná plocha průřezu pro lokální boulení
a _d	návrhová hodnota rozměrové veličiny
A _d	průřezová plocha jedné diagonály členěného prutu
A _{eff}	účinná plocha průřezu
A _{eff}	účinná plocha průřezu
A _{eff,f}	účinná plocha tlacené pásnice
A _{eff,w,c}	účinná plocha tlacené části stojiny
A _f	plocha jedné pásnice
A _f	plocha tažené pásnice
A _{f,net}	oslabená plocha tažené pásnice
A _{fr}	plocha obtékaná větrem
a _G	součinitel nestability při gallopingu
A _{ch}	průřezová plocha pásu členěného prutu
a _{IG}	kombinovaný parametr stability pro interferenční galloping
a _{LT}	součinitel
A _{net}	plocha oslabeného průřezu
A _{ref}	referenční plocha
A _{s1}	celková plocha všech podélných výztuh vyztužené stěny
A _{st}	plná plocha příčného řezu jedné příčné výztuhy
A _v	průřezová plocha svislice (příčného prvku) členěného prutu
A _v	smyková plocha
A _w	plocha stojiny
b	šířka konstrukce (délka povrchu kolmého ke směru větru, pokud není stanoveno jinak)
b	šířka průřezu
b	šířka stavby [m]
b	šířka vyztužené nebo nevyztužené stěny
B ₀	součinitel
B ₁	součinitel
B ₂	součinitel
B ²	součinitel odezvy pozadí
B _{Ed}	bimoment

b _{eff}	účinná šířka pro pružné smykové ochabnutí
b _{LT}	součinitel
b _w	čistá šířka mezi svary
c	součinitel náběhu
C	součinitel zatížení větrem pro mosty
c	šířka nebo výška části průřezu
C ₁	součinitel rozdělení momentu
c _{alt}	součinitel nadmořské výšky
c _d	dynamický součinitel
c _{dir}	součinitel směru
C _e	součinitel expozice
c _e (Z)	součinitel expozice
C _{es1}	součinitel výjimečného zatížení sněhem
c _f	součinitel síly
c _{f,0}	součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky bez vlivu koncového efektu
c _{f,l}	součinitel vztaku
c _{fr}	součinitel tření
c _{lat}	součinitel aerodynamického buzení
c _{LT}	součinitel
C _m	součinitel ekvivalentního konstantního momentu
C _M	součinitel momentu
C _m	součinitel pro lineární průběh momentů
C _{mLT}	součinitel ekvivalentního konstantního momentu
C _{my}	součinitel ekvivalentního konstantního momentu
C _{my,0}	součinitel
C _{mz}	součinitel ekvivalentního konstantního momentu
C _{mz,0}	součinitel
C _n	součinitel pro nelineární průběh momentů
c _o	součinitel orografie
c _p	součinitel tlaku
c _{prob}	součinitel pravděpodobnosti
c _r	součinitel drsnosti
c _s	součinitel velikosti konstrukce
c _{season}	součinitel ročního období
C _t	tepelný součinitel
C _{yy}	součinitel
C _{yz}	součinitel
C _{zy}	součinitel
C _{zz}	součinitel
d	délka diagonály členěného prutu
d	hloubka konstrukce (délka povrchu rovnoběžného se směrem větru, pokud není stanoveno jinak)
d	tloušťka sněhové vrstvy [m]
d	vnější průměr kruhové trubky
d	výška rovné části stojiny
d ₀	průměr díry
d _{LT}	součinitel
E	modul pružnosti v tahu, v tlaku

e	výstřednost síly nebo vzdálenost od okraje	i_{fz}	poloměr setrvačnosti tlačené pásnice k ose
E	Youngův modul pružnosti		nejmenší tuhosti průřezu
e_0	největší amplituda imperfekce ve tvaru počátečního prohnutí prvku	i_{min}	nejmenší poloměr setrvačnosti jednotlivých úhelníků
$e_{0,d}$	návrhová hodnota největší amplitudy imperfekce	i_s	poloměr setrvačnosti vztažený k těžišti výztužného prutu
e_{LT}	součinitel	I_T	součinitel
$El\eta_{cr}$	ohybový moment v důsledku η_{cr} v rozhodujícím průřezu	I_v	intenzita turbulence
e_N	posun těžiště účinné plochy A_{eff} od těžiště plného průřezu	I_w	výsečový moment setrvačnosti
$e_{N,y}$	posun těžiště účinné plochy A_{eff} od těžiště neoslabeného průřezu ve směru kolmém k ose y-y	i_y	poloměr setrvačnosti k ose y-y
$e_{N,z}$	posun těžiště účinné plochy A_{eff} od těžiště neoslabeného průřezu ve směru kolmém k ose z-z	I_y	součinitel
f	součinitel pro výpočet upraveného součinitele klopení	k	ekvivalentní drsnost
F_{cr}	kritické zatížení pro celkové vybočení vypočtené pro počáteční tuhosti v pružném stavu	k	součinitel pro $e_{0,d}$
F_{Ed}	čistá šířka mezi svary	K	součinitel tvaru kmitání, parameter tvaru
F_{Ed}	návrhové zatížení konstrukce	k	součinitel, kterým se zohledňuje vliv nepravidelného tvaru sněhu (viz také 6.3)
F_{fr}	výsledná třecí síla	k_c	opravný součinitel v závislosti na rozložení momentů
F_j	budící síla při odtrhávání vírů v j-tém bodě konstrukce	k_{fl}	opravný součinitel
f_L	frekvence v bezrozměrném tvaru	K_{iv}	interferenční součinitel při odtrhávání vírů
F_s	síla na metr délky způsobení sklouznutím sněhové hmoty [kN/m]	k_p	součinitel maximální hodnoty
f_u	pevnost v tahu	k_r	součinitel terénu
F_w	výsledná síla větru	K_{rd}	redukční součinitel pro zábradlí
f_y	mez kluzu	K_v	součinitel typu analýzy
G	modul pružnosti ve smyku	K_w	součinitel korelační délky
G_k	charakteristická hodnota stálých zatížení	K_x	bezrozměrný součinitel
g_k	charakteristická hodnota tíhy na jednotku plochy nebo tíhy na jednotku délky	k_{yy}	součinitel interakce
G_k	jmenovitá hodnota účinku stálých zatížení	k_{yz}	součinitel interakce
h	výška konstrukce	k_{zy}	součinitel interakce
h	výška konstrukce	k_{zz}	součinitel interakce
h	výška podlaží	k_{Θ}	tuhost v kroucení
h	výška průřezu	k_{σ}	součinitel boulení stěny
h	výška stavby [m]	l	délka
H	výška topografického útvaru	L	délka prutu
h_0	vzdálenost těžišť pásu členěného prutu	l	délka vodorovné konstrukce
h_{ave}	výška překážek	l	moment setrvačnosti průřezu
h_{dis}	výška posunutí	L	rozpětí pole mostu, měřítko délky turbulence
H_{Ed}	návrhová hodnota vodorovné reakce v pate podlaží při působení vodorovných zatížení a fiktivních vodorovných zatížení	L	systémová délka
h_h	přídavná výška náběhu nebo skloněného úseku	l_b	moment setrvačnosti rámové spojky v rovině
h_{max}	největší výška průřezu v úseku L_y	L_c	vzdálenost bodů s příčným podepřením
h_{min}	nejmenší výška průřezu v úseku L_y	L_{cr}	vzpěrná délka
h_s	svislá výška průřezu v úseku bez náběhu	L_d	skutečná délka závětrného svahu
h_w	čistá výška stojiny mezi pásnicemi	L_e	efektivní délka návětrného svahu
i	poloměr setrvačnosti neoslabeného průřezu k příslušné ose	L_{eff}	účinná délka pro únosnost při zatížení příčnými silami
		l_{eff}	účinný moment setrvačnosti členěného prutu
		$l_{eff,f}$	účinný moment setrvačnosti tlačené pásnice k ose nejmenší tuhosti průřezu
		L_h	délka náběhu v úseku L_y
		l_{ch}	moment setrvačnosti pásu v rovině
		L_{ch}	vzpěrná délka pásu
		L_j	korelační délka
		L_k	stabilní délka mezi sousedními podporami proti zkroucení
		L_m	stabilní délka mezi sousedními příčkami podporami

l_s	délka sněhové návěje nebo sněhem zatížené plochy [m]	$N_{cr,z}$	pružná kritická síla při rovinném vzpěru k ose z-z
L_s	stabilní délka mezi plastickým kloubem a sousedním podepřením proti zkroucení	N_{Ed}	návrhová hodnota osově síly
L_{stable}	stabilní délka úseku	N_{Ed}	návrhová osová síla
L_u	skutečná délka návětrného svahu	N_{Ed}	návrhová osová síla
L_y	vzdálenost mezi podporami	N_g	počet cyklů způsobených nárazem větru
m	hmotnost na jednotku délky	$N_{ch,Ed}$	návrhová síla v pásu uprostřed členěného prutu
m	počet sloupů v řadě	n_i	vlastní frekvence i-tého tvaru kmitání konstrukce
m_1	ekvivalentní hmotnost na jednotku délky	$N_{net,Rd}$	návrhová plastická únosnost oslabeného průřezu v tahu
M^1_{Ed}	návrhová hodnota největšího momentu uprostřed členěného prutu	n_{pl}	součinitel
$M_{b,Rd}$	návrhová únosnost v ohybu při klopení	$N_{pl,Rd}$	návrhová plastická únosnost neoslabeného průřezu v tahu
$M_{c,Rd}$	návrhová únosnost v ohybu k některé hlavní ose průřezu	N_{Rd}	návrhová únosnost při působení osově síly
M_{cr}	pružný kritický moment při klopení	N_{Rk}	charakteristická hodnota únosnosti v tlaku
M_{Ed}	návrhový ohybový moment	N_{Rk}	charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu při působení osově síly
M_{Ed}	návrhový ohybový moment	$N_{t,Rd}$	návrhová únosnost v tahu
$M_{f,Rd}$	návrhový plastický moment únosnosti průřezu složeného pouze z pásnic	$N_{u,Rd}$	návrhová únosnost v tahu průřezu oslabeného dírami pro spojovací prostředky
$M_{i,Ed}(x)$	největší moment podle teorie prvního řádu	p	pravděpodobnost překročení ročního maxima
$M_{N,Rd}$	návrhová únosnost v ohybu k ose z-z	p	vzdálenost středů stejných dvou děr, měřená kolmo k ose prutu
$M_{N,Rd}$	redukováná návrhová hodnota únosnosti v ohybu v důsledku osových sil	P_k	jmenovitá hodnota účinku předpětí vneseného v průběhu montáže
$M_{pl,Rd}$	návrhový plastický moment únosnosti průřezu (bez ohledu na třídu průřezu)	q	ekvivalentní síla na jednotku délky
M_{Rk}	charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu v ohybu	q_b	referenční (základní) dynamický tlak (pro střední rychlost)
$M_{v,Rd}$	redukováná návrhová hodnota únosnost v ohybu v důsledku smykové síly	q_d	návrhová ekvivalentní síla na jednotku délky
$M_{y,Ed}$	návrhový ohybový moment k ose y-y	Q_k	charakteristická hodnota proměnného soustředěného zatížení
$M_{y,Rd}$	návrhová únosnost v ohybu k ose y-y	Q_k	charakteristická hodnota proměnných zatížení
$M_{y,Rk}$	charakteristická hodnota únosnosti v ohybu k ose y-y	q_k	charakteristická hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení nebo přímkového zatížení
$M_{z,Ed}$	návrhový ohybový moment k ose z-z	Q_m	místní síla působící na všechny stabilizované pruty v místech plastických kloubů
$M_{z,Rd}$	návrhová únosnost v ohybu k ose z-z	q_p	maximální hodnota dynamického tlaku (dynamický tlak při nárazu větru)
$M_{z,Rk}$	charakteristická hodnota únosnosti v ohybu k ose z-z	r	poloměr
N	počet cyklů způsobených odtrháváním virů	r	poloměr zaoblení
n	počet děr v libovolné šikmé nebo lomené čáře po šířce prutu nebo části prutu	R_1	moment v určitém místě prutu
n	počet podlaží	r_1	poloměr zaoblení přechodu pásnice a stojiny
n	počet rovin příhradového ztužení	R_2	moment v určitém místě prutu
n	poměr návrhové osově síly a návrhové plastické únosnosti neoslabeného průřezu	r_2	poloměr zaoblení hrany pásnice
n_0	frekvence oválování	R^2	rezonanční část odezvy
$n_{1,x}$	základní frekvence kmitání ve směru větru	R_3	moment v určitém místě prutu
$n_{1,y}$	základní frekvence kmitání kolmo na směr větru	R_4	moment v určitém místě prutu
$N_{b,Rd}$	návrhová vzpěrná únosnost tlačeního prutu	R_5	moment v určitém místě prutu
$N_{c,Rd}$	návrhová únosnost průřezu v prostém tlaku	R_d	návrhová hodnota únosnosti
N_{cr}	pružná kritická síla neoslabeného průřezu pro příslušný způsob vybočení	Re	Reynoldsovo číslo
$N_{cr,TF}$	pružná kritická síla při prostorovém vzpěru		
$N_{cr,T}$	pružná kritická síla při vybočení zkroucením		
$N_{cr,y}$	pružná kritická síla při rovinném vzpěru k ose y-y		

R_E	větší z hodnot R_1 nebo R_5	$V_{p1.T.Rd}$	návrhová plastická únosnost ve smyku redukovaná v důsledku kroutícího momentu
R_{eh}	mez kluzu podle normy hutního výrobku	$v-v$	hlavní osa nejmenší tuhosti, jestliže není shodná s osou $z-z$
$R_h R_b$	aerodynamická admitance	w	tlak větru
R_k	charakteristická hodnota únosnosti	W_{eff}	účinný pružný průřezový modul
R_m	pevnost v tahu podle normy hutního výrobku	$W_{eff.min}$	nejmenší účinný modul průřezu
R_s	největší hodnota ohybového momentu	$W_{eff.min}$	nejmenší účinný modul průřezu
s	součinitel; souřadnice	$W_{el.min}$	nejmenší pružný modul průřezu
S	zatížení větrem	W_{pl}	plastický modul průřezu
s	rozteč vystřádaných děr, vzdálenost středů dvou děr v sousedních řadách, měřená rovnoběžně s osou prutu	W_s	tíha nosných částí konstrukce přispívajících k tuhosti komínu
S	smyková tuhost vyvozená plošným profilem	W_t	celková tíha komínu
S	statický moment průřezu	w_y	součinitel
s	zatížení sněhem na střeše [kN/m^2]	w_z	součinitel
s_{Ad}	návrhová hodnota výjimečného zatížení sněhem na zemi [kN/m^2]	x	vodorovná vzdálenost staveniště od vrcholu kopce (nebo hřebenu)
Sc	Scrutonovo číslo	X_k	charakteristická hodnota materiálové vlastnosti
S_e	zatížení na metr délky způsobené převislým sněhem [kN/m]	X_n	jmenovitá hodnota materiálové vlastnosti
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi v místě staveniště [kN/m^2]	$x-x$	podélná osa prutu
S_L	výkonová spektrální hustota v bezrozměrném tvaru	$y-y$	osa průřezu
St	Strouhalovo číslo	z	výška nad zemí
S_v	smyková tuhost panelu členěného prutu s příhradovými nebo rámovými spojkami	z_0	parametr drsnosti terénu
t	dobu integrace referenční rychlosti větru; tloušťka desky	z_{ave}	průměrná výška
t	tloušťka	z_e, z_i	referenční výška pro zatížení vnějšího povrchu větrem, vnější nebo vnitřní tlak
t	tloušťka stěny	Z_{Ed}	cílová návrhová Z hodnota, určená podle velikosti přetvoření pod svarovou housenkou
T_{Ed}	návrhová hodnota celkového kroutícího momentu	z_g	vzdálenost od země k uvažovanému prvku
t_f	tloušťka pásnice	z_{max}	maximální výška
T_{Rd}	návrhová únosnost v kroucení	z_{min}	minimální výška
$T_{t.Ed}$	návrhová hodnota vnitřního momentu prostého kroucení	Z_{Rd}	požadovaná návrhová Z hodnota
t_w	tloušťka stojiny	z_s	referenční výška pro stanovení součinitele konstrukce
$T_{w.Ed}$	návrhová hodnota vnitřního momentu vázaného kroucení	$z-z$	osa průřezu
$u-u$	hlavní osa největší tuhosti, jestliže není shodná s osou $y-y$	ΔM_{Ed}	přídavný moment v důsledku posunu těžiště účinné plochy A_{eff} od těžiště plného průřezu
v_b	základní rychlost větru	ΔM_y	momenty v důsledku posunu těžištní osy $y-y$
$v_{b,0}$	výchozí hodnota základní rychlosti větru	ΔM_z	momenty v důsledku posunu těžištní osy $z-z$
$V_{c.Rd}$	návrhová únosnost ve smyku		
V_{CG}	počáteční rychlost větru pro vznik gallopingu		
V_{CIG}	kritická rychlost		
V_{crit}	kritická rychlost pro odtrhávání vírů		
V_{div}	rychlost větru pro vznik divergence		
V_{Ed}	celkové návrhové svislé zatížení konstrukce v pate podlaží		
V_{Ed}	návrhová smyková síla		
V_{Ed}	návrhová smyková síla včetně smyku od kroucení		
v_m	střední rychlost větru		
$V_{p1.Rd}$	návrhová plastická únosnost ve smyku		

Řecká abeceda

δ_x	největší průhyb prutu
α	parametr pro uvážení účinku šikmého ohybu
α	podíl tlačené části průřezu
α	sklon střechy měřený od vodorovné [$^\circ$]
α	součinitel délkové tepelné roztažnosti
α	součinitel imperfekce
α	úhel mezi osou pásu a příhradovou spojkou
α_A	redukční součinitel

α_{cr}	násobitel návrhového zatížení pro dosažení ztráty stability v pružném stavu při globální analýze	η	poměr kritických hodnot osových sil
$\alpha_{cr,op}$	nejmenší násobitel návrhového zatížení působícího v rovině pro dosažení pružné kritické únosnosti při vybočení z roviny nebo klopení	η	proměnná
α_G	součinitel nestability při gallopingu	η	převodní součinitel
α_h	redukční součinitel pro sloupky závisející na výšce h	η	součinitel pro výpočet smykové plochy
α_h	součinitel	η_{cr}	tvar kritického vybočení v pružném stavu
α_{IG}	kombinovaný parametr stability při interferenčním gallopingu	η_{limit}	amplituda kritického tvaru vybočení v pružném stavu
α_{LT}	součinitel imperfekce při klopení	Θ	úhel zkroucení, směr větru
α_m	redukční součinitel pro počet sloupů v řadě	λ	efektivní štíhlost
α_n	redukční součinitel	λ	poměrná štíhlost
α_s	součinitel	λ_1	hodnota štíhlosti pro výpočet poměrné štíhlosti
$\alpha_{ult,k}$	nejmenší násobitel návrhového zatížení pro dosažení charakteristické únosnosti rozhodujícího průřezu	$\lambda_{c,0}$	parametr štíhlosti
$\alpha_{ult,k}$	nejmenší násobitel sil pro dosažení charakteristické únosnosti bez uvážení vzpěru	$\lambda_{eff,v}$	účinná štíhlost pro vzpěr k ose v-v
β	opravný součinitel pro křivky klopení válcovaných průřezů	$\lambda_{eff,y}$	účinná štíhlost pro vzpěr k ose y-y
β	parametr pro uvážení účinku šikmého ohybu	$\lambda_{eff,z}$	účinná štíhlost pro vzpěr k ose z-z
β	součinitel účinné šířky pro pružné smykové ochabnutí	λ_f	štíhlost ekvivalentní tlačené pásnice
β	úhel mezi vodorovnou a tečnou ke křivce pro válcovou střechu [°]	λ_{LT}	poměrná štíhlost při klopení
β_t	poměr algebraicky menšího koncového momentu a většího koncového momentu	$\lambda_{LT,0}$	délka vodorovné části křivky klopení válcovaných průřezů
γ	objemová tíha	λ_{max}	větší z hodnot λ_y a λ_z
γ	objemová tíha sněhu [kN/m ³]	λ_{op}	globální poměrná štíhlost konstrukční části pro vybočení z roviny nebo klopení
γ_G	dílčí součinitel spolehlivosti stálých zatížení	λ_T	poměrná štíhlost pro vybočení zkroucením neboprostorový vzpěr
γ_M	globální dílčí součinitel spolehlivosti (materiálu)	μ	poměr ploch otvorů, prodyšnost pláště budovy
γ_{Mf}	dílčí součinitel spolehlivosti při únavě	μ	součinitel účinnosti
γ_Q	dílčí součinitel spolehlivosti proměnných zatížení	μ	tvarový součinitel zatížení sněhem
δ	logaritmický dekrement útlumu	μ_y	součinitel
δ_a	logaritmický dekrement aerodynamického útlumu	μ_z	součinitel
δ_d	logaritmický dekrement útlumu způsobený zvláštními zařízeními	ν	očekávaná frekvence, Poissonovo číslo, kinematická viskozita
$\delta_{H,Ed}$	vodorovné posunutí horní úrovně podlaží vůči patě podlaží	ν	součinitel příčného přetvoření (Poissonův poměr) v pružném stavu
δ_q	průhyb výztužného systému v rovině	ρ	měrná hmotnost vzduchu
δ_s	logaritmický dekrement útlumu konstrukce	ρ	redukční součinitel pro výpočet snížené únosnosti v ohybu v důsledku smykové síly
ε	poměrné přetvoření	σ	normálové napětí
ε	součinitel	$\sigma_{a,x}$	směrodatná odchylka zrychlení ve směru větru
ε	součinitel závisející na f_y	$\sigma_{com,Ed}$	největší návrhové tlakové napětí v prutu
ε_0	součinitel šířky pásma	σ_v	směrodatná odchylka turbulence
ε_1	součinitel četnosti	$\sigma_{w,Ed}$	navrhové normálové napětí od bimomentu B_{Ed}
ε_u	mezní poměrné přetvoření	$\tau_{t,Ed}$	navrhové smykové napětí od prostého kroucení
ε_y	poměrné přetvoření při mezi kluzu	$\tau_{w,Ed}$	navrhové smykové napětí od vázaného kroucení
ζ	exponent tvaru kmitání	ϕ	dynamický součinitel
		φ	hodnota pro výpočet součinitele vzpěrnosti X
		φ	imperfekce ve tvaru globálního počátečního naklonění
		φ	sklon návětrného svahu
		ϕ	součinitel plnosti, ucpání přístřešku
		φ	úhel vnitřního tření (ve stupních)



ϕ_0	základní hodnota imperfekce ve tvaru počátečního naklonění	ψ_0	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\phi_{1,x}$	základní tvar kmitání ve směru větru	ψ_0	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení, viz tabulka A.1.1 z EN 1990
ϕ_{LT}	hodnota pro výpočet součinitele klopení X_{LT}	ψ_1	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
X	součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti	ψ_2	součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení
X	součinitel vzpěrnosti pro příslušný způsob vybočení	Ψ_{mc}	redukční součinitel pro vícelodní přístřešky (složení střechy)
X_{LT}	součinitel klopení	Ψ_r	redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy
$X_{LT,mod}$	upravený součinitel klopení	Ψ_s	součinitel zastínění pro stěny a ploty
X_{op}	součinitel vzpěrnosti pro poměrnou štíhlost λ_{op}	Ψ_y	poměrkoncových momentů k ose y-y
X_y	součinitel vzpěrnosti při rovinném vzpěru k ose y-y	Ψ_λ	redukční součinitel pro nosné prvky s koncovým válec
X_z	součinitel vzpěrnosti při rovinném vzpěru k ose z-z	$\Psi_{\lambda a}$	součinitel koncového efektu pro kruhový válec
Ψ	poměr koncových momentů na posuzovaném úseku		
Ψ	poměr napětí nebo poměrných přetvoření		